

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM

6С4

ББК 38.54

Ф 17

УДК 624.014(075.8)

Рецензенты: кафедра конструкций зданий и сооружений Свердловского архитектурного института (канд. техн. наук, проф. А. Г. Трушев); д-р техн. наук, проф. Е. И. Белене (Московский инженерно-строительный институт им. В. В. Куйбышева).



ПЕЧАТ
ИЗДАТЕЛЬ

№ 629322

Файбишенко В. К.
Ф 17 Металлические конструкции: Учеб. пособие для вузов. — М.: Стройиздат, 1984. — 336 с., ил.

Изложены основные нормы и правила проектирования и расчета металлических конструкций, применяемых в промышленных и гражданских зданиях и сооружениях. Материал хорошо иллюстрирован в соответствии со спецификой преподавания указанной дисциплины в архитектурных вузах.

Для студентов архитектурных специальностей высших учебных заведений.

3202000000—331
Ф 047(01)—84 85—84

ББК 38.54

6С4.05

© Стройиздат, 1984

ПРЕДИСЛОВИЕ

Решение задач по повышению эффективности промышленного производства, поставленных XXVI съездом КПСС и получивших дальнейшее развитие на ноябрьском (1982 г.) и июньском (1983 г.) Пленумах ЦК КПСС, в значительной степени зависит от использования легких эффективных конструкций и деталей высокой заводской готовности, что значительно уменьшает материалоемкость зданий и сооружений, улучшает их качество и снижает стоимость строительства.

«Металлические конструкции» — первое учебное пособие курса «Конструкции зданий и сооружений», предлагаемое студентам архитектурных вузов.

Методическими особенностями настоящего издания являются сжатая, концентрированная форма изложения материала, сопровождаемая большим количеством иллюстраций, что в значительной мере облегчает его усвоение с учетом требований преподавания инженерных дисциплин для архитектурных специальностей.

Книга состоит из 14 глав. Каждая глава соответствует материалу, излагаемому преподавателем в одной лекции, включающей главным образом вопросы формообразования конструкций, решения узлов и деталей, приближенных способов расчета конструкций и рекомендации по их рациональному применению. Особое внимание уделено новым конструктивным формам большепролетных и пространственных конструкций, а также современным высотным каркасным зданиям, открывающим широкие возможности использования этих конструкций при объемно-планировочных решениях зданий и сооружений, разрабатываемых студентами в курсовых и дипломных проектах (сортамент основных профилей дан в приложениях).

Материал изложен в соответствии с утвержденной программой курса и с учетом требований действующих строительных норм и правил: СТ СЭВ 384-76 — Строительные конструкции и основания. Основные положения по расчету; СНиП II-23-81 — Стальные конструкции; СНиП II-24-74 — Алюминиевые конструкции; СНиП II-6-74 — Нагрузки и воздействия; СНиП III-18-75 — Металлические конструкции. Правила изготовления, монтажа и приемки; Международной системы физических единиц СИ согласно стандарту Совета Экономической Взаимопомощи СТ СЭВ 1052-78 — Метрология. Единицы физических величин, а также с использованием нового стандарта обозначений СТ СЭВ 1565-75 — Нормативно-техническая документация в строительстве. Буквенные обозначения (см. в конце книги).

Автор выражает благодарность рецензентам д-ру техн. наук, проф. Е. И. Белене и канд. техн. наук, проф. А. Г. Трушеву, сделавшим замечания по улучшению содержания книги.

Глава 1. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

1.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ

В современной практике строительства металлические конструкции — стальные и алюминиевые — находят широкое применение. Это объясняется тем, что металл обладает высокой несущей способностью, обеспечивающей восприятие значительных нагрузок при сравнительно небольшой собственной массе, надежностью работы при различных видах напряженного состояния и агрессивных эксплуатационных средах, значительной универсальностью с точки зрения создания различных конструктивных форм плоских и пространственных систем, высокой индустриальностью изготовления изделий.

Основными направлениями экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года намечено произвести в 1985 г. 117—120 млн. т готового проката черных металлов, что на 14—17 % больше, чем в десятой пятилетке. Предусмотрено также увеличение производства алюминия на 15—20 %.

Однако с ростом производства перед проектировщиками поставлены и задачи по экономии металла в строительстве в объеме 8—10 % и повышении производительности труда при изготовлении металлоконструкций на 15—20 % из расчета на 1 м² здания и сооружения. Решение этой проблемы основано, главным образом, на полном и скорейшем внедрении научно-технических достижений отечественного и зарубежного опыта.

Научно-технический прогресс в области металлических конструкций развивается по трем основным направлениям: повышение эффективности конструктивных форм строительных конструкций и сооружений на их основе с одновременным повышением надежности и долговечности и установлением областей их рационального применения в зданиях и сооружениях различного назначения; создание высокопроизводительной поточно-механизированной и автоматизированной технологии изготовления с целью повышения производительности труда, увеличения степени заводской готовности и качества конструкций; повышение уровня механизации

сборки, возведения и разработки новых совершенных методов поточно-блочного монтажа.

Совершенствование конструктивной формы направлено на достижение максимальной эффективности конструкции. Достигается это различными приемами, главными из которых следует считать: оптимизацию конструктивной формы; применение предварительного напряжения в конструкциях; проектирование систем с совмещением несущих и ограждающих функций в одном элементе; концентрацию материала в мощных конструкциях; преимущественное применение несущих конструкций в виде растянутых поверхностей (мембран) и нитей; широкое внедрение пространственных систем.

Под оптимизацией конструктивной формы следует понимать такое решение конструкции, ее геометрических параметров, марок стали и расчета, при котором сооружения отвечают заданным архитектурно-конструктивным требованиям. Отсюда вытекают и другие направления совершенствования строительных металлических конструкций. Прежде всего это совершенствование материала путем широкого применения сталей высокой и повышенной прочности с пределом текучести 300—400 МПа, а также высокопрочных и сверхвысокопрочных сталей с пределом текучести до 1200—2000 МПа.

В соответствии с плановым заданием на одиннадцатую пятилетку в стране принято решение о расширении доли использования сталей высокой и повышенной прочности в общем объеме строительных металлических конструкций до 23—24 % вместо 18 % на конец 1980 г. Внедрение этих сталей в проекты стальных конструкций только массового изготовления позволит сэкономить от 9 до 16 % металла.

Наряду с внедрением в строительство сталей повышенной прочности важное место занимает проблема совершенствования сортамента прокатных и гнутых профилей, уменьшение толщины элементов и определение научно обоснованной системы градации сортамента. Решение этой проблемы позволит дополнительно сократить расход стали еще на 20—25 %. В этих целях намечено дальнейшее расширение внедрения легких металлических конструкций с применением широкополочных двутавров, гнутосварных профилей прямоугольного сечения и тонкостенных круглых труб для плоских и пространственных ферм и перекрестно-стержневых систем

с доведением зданий комплектной поставки на их основе до 5,5—6 млн. м² в год вместо 2 млн. м² на конец 1980 г.

Одним из важных факторов, определяющих эффективность металлических конструкций, является решение соединений. Дальнейшее совершенствование электросварки, применяемой в 95 % металлических конструкций, идет по пути внедрения современных автоматических линий, снижающих трудоемкость изготовления и обеспечивающих высокую надежность соединений. Для прогрессивных решений болтовых соединений характерно преимущественное применение высокопрочных болтов из легированных сталей.

Новые формы соединений — пайка и склеивание, основаны на физико-химических процессах неразъемного соединения элементов. Эти соединения не получили пока широкого распространения, но представляются очень перспективными (особенно склеивание) ввиду быстрой производств работ и сравнительно низкой их стоимости.

Дальнейшее развитие получают и методы расчета конструкций, основанные на широком использовании электронных вычислительных машин (ЭВМ).

Металл — один из самых старых и распространенных искусственных строительных материалов. Уже в V в. до н. э. были известны простейшие сооружения из железа. Однако применение металла в строительных конструкциях началось сравнительно недавно — после получения в 1784 г. Г. Кортон (Англия) малоуглеродистого пудлингового железа, положившего начало промышленному производству стали. За короткий период были разработаны основные способы промышленного производства литой стали: бессемеровский (1855 г.); мартеновский (1867 г.); томасовский (1878 г.). С их внедрением началось развиваться прокатное производство стальных профилей — угловых, зетовых и двутавровых.

К этому же периоду относится создание науки «Строительная механика», занимающейся определением усилий в элементах сложных строительных конструкций.

Велика заслуга в развитии науки о металлических конструкциях, в частности металлических мостов, видных русских ученых и инженеров — Д. И. Журавского (1822—1891), Ф. С. Ясинского (1856—1899), Н. А. Белелюбского (1845—1922), Л. Д. Проскуракова (1858—

1926), Е. О. Патона (1870—1953), И. П. Прокофьева (1877—1958), Н. С. Стрелецкого (1885—1967) и др.

После победы Великой Октябрьской социалистической революции в стране создана мощная металлургическая промышленность, обеспечившая возможность широкого применения стальных конструкций в промышленном строительстве.

Бурное развитие сварных металлических конструкций наряду с возрастающими объемами строительства позволили уже в 30-е годы разработать типовые балки и фермы с унифицированным трехметровым модулем, который способствовал созданию индустриального изготовления конструкций на базе максимального использования передовой технологии.

В послевоенный период металлические конструкции применялись главным образом при возведении резервуаров, газгольдеров, доменных печей, мачт линий электропередач, радиомачт, телевизионных башен, конструкций телескопов и тому подобных сооружений, в которых применение других материалов было практически невозможно или экономически нецелесообразно.

В течение 50—60-х гг. мировая практика накопила огромный опыт в развитии современных металлических конструкций. Были разработаны конструкции массового применения в виде традиционных балок, ферм и колонн для одноэтажных и многоэтажных промышленных и гражданских зданий, а также новые типы эффективных конструкций — предварительно напряженные фермы и балки, перекрестно-стержневые конструкции, вантовые и мембранные конструкции, сетчатые купола, своды и др.

Важную роль в развитии строительных металлических конструкций в стране сыграло принятое в мае 1972 г. постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР об организации производства и комплектной поставки легких металлических конструкций промышленных зданий. Оно наметило грандиозную программу, предусматривающую создание единого комплексного процесса проектирования, специализированного заводского изготовления, комплектной поставки и высокопроизводительного монтажа легких металлических несущих и ограждающих конструкций промышленных зданий из экономичных видов проката черных металлов и алюминия.

Для выполнения этой задачи в стране были созданы современные специализированные предприятия по производству легких металлических конструкций для промышленных зданий с производительностью 8 млн. м² в год.

Общая стоимость металлических конструкций складывается из следующих составляющих: стоимости проектирования, стоимости металла, стоимости транспортировки металла с металлургического завода на завод — изготовитель конструкций и готовой конструкции на строительную площадку, стоимости изготовления и монтажа конструкций. Учитывая, что стоимость металла составляет около 70 % общей стоимости, при разработке новых конструкций особое внимание обращается на их создание с наименьшей массой.

В отличие от зарубежных школ, Советская конструкторская школа проектирования металлических конструкций, созданная коллективами ЦНИИпроектстальконструкции, Промстройпроекта, Гипромеца, МИСИ им. В. В. Куйбышева, ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, НИИ электросварки им. Е. О. Патона и др., базировалась не только на законах веса, которым придавалось решающее значение при разработке оптимальных конструктивных форм, но и на учете трудоемкости и стоимости изготовления и монтажа конструкций, влияющих на повышение производительности труда в металлостроении и сокращение сроков возведения зданий и сооружений. Это направление положило начало индустриальному изготовлению металлических конструкций с широким использованием принципов унификации и стандартизации их элементов.

Основные требования, предъявляемые к металлическим конструкциям:

- 1) удовлетворение конструктивной формы технологии производства функциональным эстетическим и эксплуатационным требованиям здания или сооружения;
- 2) обеспечение необходимой несущей способности — прочности, устойчивости и жесткости при минимальной массе конструкций;
- 3) достижение наименьшей трудоемкости изготовления и монтажа;
- 4) сокращение сроков возведения и достижение минимальной стоимости каркаса здания или сооружения.

Эти требования определили принятый в стране двух-

стадийный принцип проектирования зданий и сооружений: проектное задание и рабочие чертежи. На стадии проектного задания устанавливается техническая возможность и экономическая эффективность предполагаемого строительства. Стадия рабочих чертежей при проектировании металлических конструкций состоит из двух частей: стадия рабочих чертежей КМ (конструкции металлические) и стадия рабочих детализовочных чертежей КМД (конструкции металлические, детализовка). На стадии КМ, выполняемой проектной организацией, разрабатывается общая схема сооружения, производятся расчет конструкций, подбор сечений и конструирование узлов, составляется спецификация на металл. На стадии КМД, выполняемой конструкторскими бюро заводов-изготовителей, по чертежам КМ разрабатываются детализовочные чертежи, используемые в цехах завода для изготовления отправочных монтажных марок, а также с их учетом выполняются монтажные схемы.

При проектировании металлических конструкций руководствуются указаниями «Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов» (ТП 101-81) с учетом технико-экономической целесообразности применения металлических конструкций применительно к данному конкретному объекту. Разработка новых стальных конструкций должна подчиняться законам унификации — ограничения числа элементов конструкций и конструктивных форм на основе единой модульной системы в строительстве (ЕМС), которая создает предпосылки для типизации и стандартизации строительных металлоконструкций.

1.2. КЛАССИФИКАЦИЯ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ. ДОСТОИНСТВА И НЕДОСТАТКИ

По виду металлические конструкции можно разделить на стержневые и сплошные системы (рис. 1).

Наибольшее применение в промышленных и гражданских зданиях и сооружениях находят стержневые системы с жесткими элементами, хорошо работающими на растяжение, сжатие и изгиб. Более половины всей стали, применяемой в строительстве, используется в одноэтажных промышленных зданиях, состоящих из одноили многопролетных плоских поперечных рам, образо-

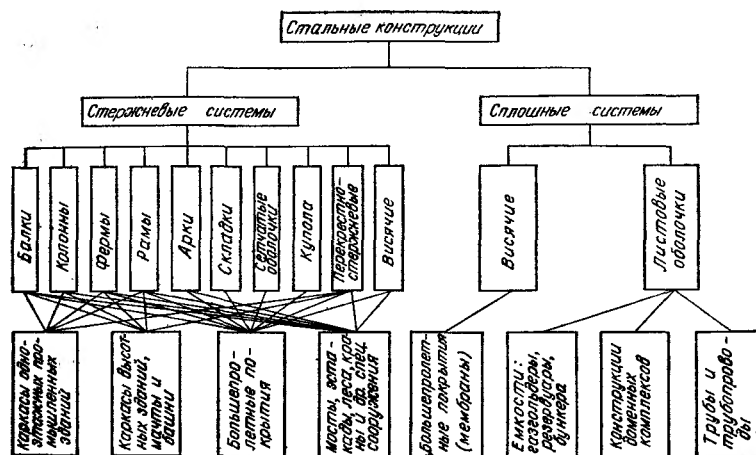


Рис. 1. Классификация и область применения стальных конструкций

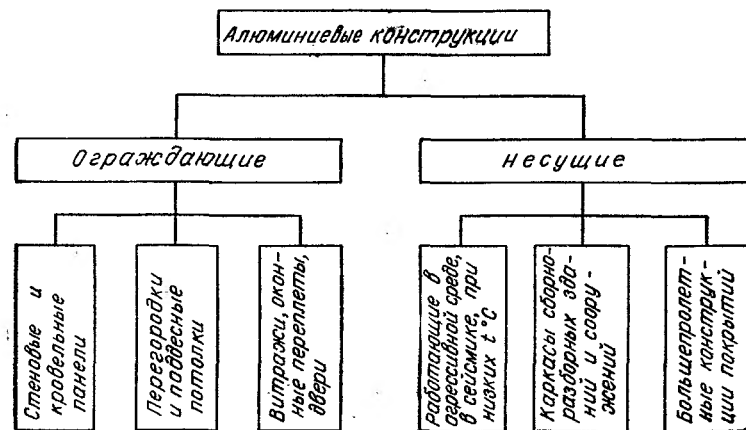


Рис. 2. Классификация и область применения алюминиевых конструкций

ванных колоннами и стропильными фермами с пролетами более 18 м для отапливаемых зданий и с пролетами более 30 м для неотапливаемых; здания высотой до оси нижнего пояса конструкции покрытия более 14,4 м; здания с кранами тяжелого режима работы и с кран-балками грузоподъемностью не менее 3,2 т, а также с разви-

той сетью подвешенного конвейерного транспорта; здания, строящиеся в районах с расчетной сейсмичностью 8—9 баллов или испытывающих большие динамические нагрузки от технологического оборудования; в зданиях, возводимых в труднодоступных районах нашей страны.

Применение стержневых металлических конструкций экономически выгодно в большепролетных залных покрытиях (с пролетами более 40 м) преимущественно для зданий общественного назначения (спортивные залы, крытые рынки, выставочные павильоны, залы театров и т.д.); а также для специальных зданий промышленного назначения (самолетостроительные ангары и эллинги, машиностроительные и металлургические заводы, главные корпуса ТЭС, ГЭС и др.).

Металлические каркасы рекомендуется применять в высотных гражданских зданиях с числом этажей не менее 20, а также в промышленных зданиях с нормативными длительно действующими нагрузками не менее 10 кН/м^2 , а также в зданиях с сетками колонн не менее 6×12 и 9×9 м. К специальным сооружениям, выполняемым в металлических конструкциях, относятся электро- и радиовышки, телевизионные и водонапорные башни и пр.; а также пролетные строения железнодорожных и автодорожных мостов.

Наиболее распространенными сплошными системами являются газгольдеры, резервуары и бункера, применяемые для хранения газообразных, жидких и сыпучих тел, а также специальные конструкции комплекса доменных печей и химических заводов, дымовых труб и трубопроводов нефти и газа. Новейшее направление применения сплошных листовых конструкций (мембран) — перекрытие больших пролетов (более 100 м) крытых стадионов и универсальных залов, а также площадей реконструируемых промышленных предприятий.

Алюминиевые конструкции могут применяться практически во всех областях строительства наравне со стальными конструкциями в виде несущих сварных конструкций — ферм, колонн, прогонов покрытий, пространственных решетчатых покрытий, висячих конструкций, сборно-разборных каркасов зданий и т. д. Однако ввиду их высокой стоимости (в 8—15 раз дороже стали), меньшей, чем у стали, жесткости и низкой огнестойкости их применение в современном строительстве ограничено (рис. 2). Их преимущественно используют в ограждаю-

ТАБЛИЦА 1. ДОСТОИНСТВА И НЕДОСТАТКИ СТАЛЬНЫХ И АЛЮМИНИЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Достоинства	Недостатки
Стальные конструкции	
1. Высокая прочность (предел текучести $R_{\text{уп}}=230-750$ МПа, модуль упругости $E=2,1 \cdot 10^5$ МПа), способность воспринимать большие усилия	1. Подверженность коррозии (появление ржавчины — оксида железа), требующей специальных методов защиты и частично ограничивающей, область применения
2. Относительная легкость (в 1,5—2 раза легче деревянных, в 8—12 раз — бетонных, в 20 раз — кирпичных) и компактность, что обуславливает простоту и удобство транспортировки и монтажа	2. Малая огнестойкость (при $t=500^\circ\text{C}$ сталь теряет несущую способность)
3. Водогазонепроницаемость	3. Сравнительно высокая стоимость
4. Надежность работы конструкций, определяемая относительно высокой однородностью механических свойств стали	
5. Высокая сборность, индустриальность изготовления	
Алюминиевые конструкции	
1. Малая плотность $\rho=2,7$ кН/м ³ ($\rho_{\text{стали}}=7,85$ кН/м ³) при высокой несущей способности (расчетное сопротивление $R_y=25-200$ МПа)	1. Сравнительно низкий модуль ($E=7,1 \times 10^4$ МПа), обуславливающий повышенную деформативность и малую огнестойкость
2. Простота прессования профилей, позволяющая создавать любые конструктивные формы	2. Более высокий температурный коэффициент линейного расширения (в 2 раза больше стальных)
3. Высокая стойкость против коррозии (в 10—20 раз выше стальных)	3. Дефицитность и высокая стоимость
4. Отсутствие искр при ударе	
5. Повышенная стойкость работы при низких температурах (пластичность) и сейсмостойкость	

щих конструкциях — оконных и дверных заполнениях, подвесных потолках, перегородках, витражах, кровельных и стеновых панелях (табл. 1).

1.3. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОМЫШЛЕННОГО ПОЛУЧЕНИЯ СТАЛИ И АЛЮМИНИЯ

Железо — один из наиболее распространенных в природе элементов. В земной коре его содержится около 5 %. Однако в чистом виде оно не встречается, так как легко соединяется с кислородом, образуя оксиды. Наиболее известные железные руды, из которых получают железо, — магнетит Fe_3O_4 (содержащий более 70 % железа), гематит Fe_2O_3 (30—50 %), лимонит $\text{FeO}(\text{OH})$ и др. Наряду с чистым железом в руде содержатся углерод, другие металлы, а также вредные примеси — сера, фосфор, азот и т. п.

Первичный продукт, получаемый из руды, — чугу́н (сплав железа с углеродом). Чугун производят в доменных печах (рис. 3) путем плавления при $t=1600^\circ\text{C}$ железной руды с добавлением кокса и известняка. В процессе сжигания кокса происходит восстановление железа, в то же время известняк предназначен для более легкого отделения неметаллических примесей вместе со шлаком. Расплавленный чугун как более тяжелая составная часть собирается на дне печи и затем выпускается наружу в специальные изложницы. Полученный серый чугун крупнозернистой структуры с 4 %-ным содержанием углерода применяется для литья, белый чугун мелкозернистой структуры — для производства стали.

Сталь — сплав железа с углеродом, процентное содержание которого благодаря особой обработке (легированию) уменьшено до количества, не превышающего 1,2 %. В современной металлургии для получения стали из чугуна используются три способа: мартеновский, бесемеровский и томасовский. Основным сырьем для получения стали служат белый чугун, металлолом и отходы (стальной скрап), а также добавки в виде кремния, марганца, хрома, никеля, меди и др. для получения сортов стали с заранее заданными свойствами.

Наиболее распространенный способ получения строительных сталей — мартеновский (рис. 4). Этот способ заключается в том, что на расплавленный чугун, помещенный в специальную печь, обложенную огнеупорами,

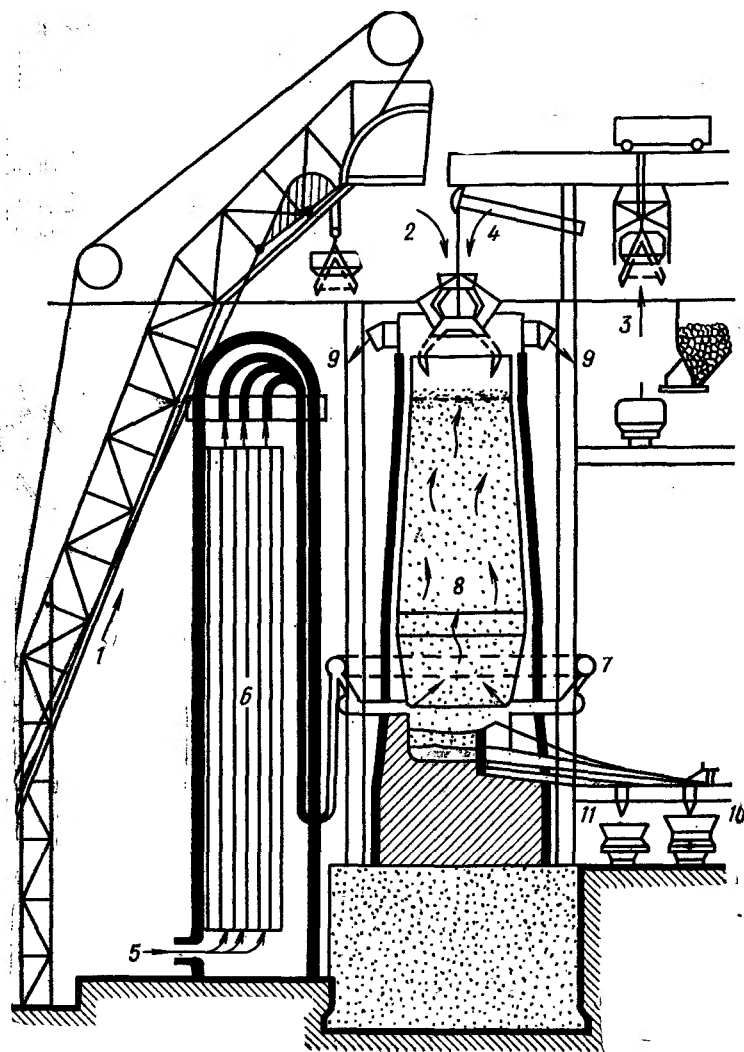


Рис. 3. Доменный способ получения чугуна

1 — подача руды; 2 — загрузка руды и добавок; 3 — бункер для кокса; 4 — холодный воздух; 5 — горячий воздух; 6—7 — продувка; 8 — доменная печь; 9 — выпуск горячего газа; 10 — выпуск расплавленного шлака; 11 — выпуск чугуна

Рис. 4. Мартеновский способ получения стали

1 — ванная печь; 2 — горячий воздух; 3 — регенераторы

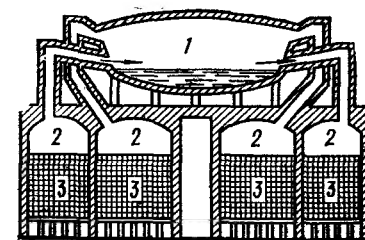
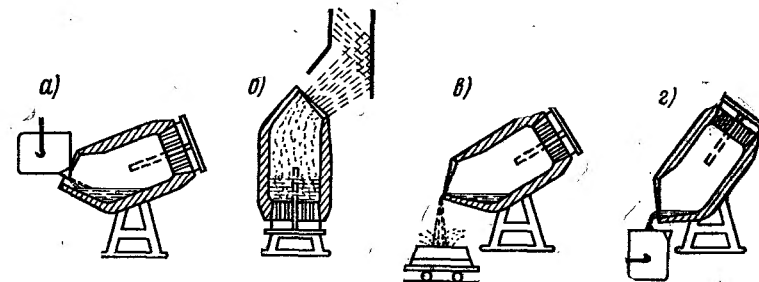


Рис. 5. Конвертерный способ получения стали

а — наполнение; б — продувка; в — выпуск шлака; г — выпуск стали



непрерывным потоком подается воздух с горячим газом, поддерживающим $t = 2000^\circ\text{C}$. Под воздействием такой температуры из расплавленной массы в течение 4—12 ч (в зависимости от требуемого качества стали) сгорает углерод, процентное содержание которого строго контролируется.

Кислородно-конвертерный способ получения стали, получающий в последнее время все большее распространение в мировой практике, состоит в продувке через расплавленный чугун горячей смеси воздуха с кислородом под давлением (рис. 5). В результате в расплавленном чугуне сгорают углерод и вредные примеси.

В зависимости от состава внутренней огнеупорной обкладки конвертера способ называется бессемеровским

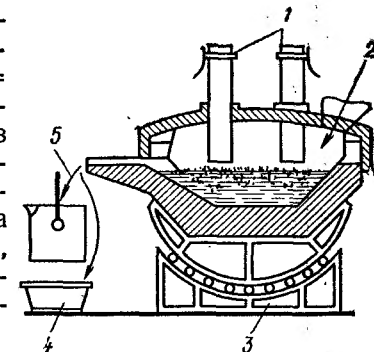


Рис. 6. Производство стали в электропечах

1 — угольные электроды; 2 — наполнение; 3 — поворотная платформа; 4 — сталь; 5 — шлак

(кислая обкладка) либо томасовским (основная футеровка). Томасовский способ выплавки стали не гарантирует требуемые качества, поэтому данная сталь для строительных конструкций в стране не применяется.

Наиболее качественные многократно легированные стали получают в специальных электрических печах (рис. 6). Максимальная температура около 2200°C достигается с помощью электродуги, возникающей между двумя угольными электродами. Достоинство способа в том, что на расплавленный металл не попадают вредные элементы из воздуха и газа, как это имеет место в первых двух способах. Сталь, полученная любым методом, отливается в специальные формы и отправляется в таком виде для дальнейшей обработки по производству проката, литья и других изделий.

Алюминий — самый распространенный на земле металл, он составляет около 8,1 % земной коры. Его получают из бокситов с содержанием глинозема 40—60 %, а также из нефелинов и алунитов с содержанием глинозема 22—32 %. Ввиду высокой температуры плавления глинозема (2040°C) и сравнительно низкой температуры плавления алюминия (657°C) существует единственный способ получения алюминия с помощью электролиза глинозема. В результате электролиза, т. е. совокупности процессов электрохимического окисления-восстановления, возникающих на поверхности погруженных в электролит электродах при прохождении через них электрического тока, получают чистый алюминий.

Однако из-за невысокой прочности и быстрой окисляемости в технике чистый алюминий не применяется, а используются алюминиевые сплавы, в которых содержание алюминия составляет 90—95 %, а остальное — специальные добавки, повышающие прочность и замедляющие окисляемость алюминиевого сплава.

1.4. ХАРАКТЕРИСТИКА МЕТАЛЛОВ, ПРИМЕНЯЕМЫХ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Основные материалы, применяемые в строительстве, — сталь обыкновенного качества и алюминиевые сплавы. Работа металла в конструкциях характеризуется прочностью, упругостью, пластичностью, свариваемостью и другими механическими свойствами, которые в свою

очередь зависят от химического состава, способа выплавки и степени раскисления.

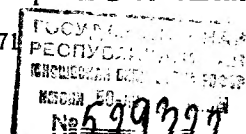
Один из главных признаков, определяющих применение стали в строительных конструкциях, — процентное содержание углерода в ней. По этому признаку сталь делится на малоуглеродистую (0,09—0,22 %), применяемую в строительных конструкциях, среднеуглеродистую (0,25—0,5 %) — в машиностроении, и высокоуглеродистую (0,6—1,2 %) — в инструментальной промышленности. Малоуглеродистая сталь обладает большой пластичностью, высокой ковкостью, хорошей свариваемостью, отсутствием тенденций к хрупкому разрушению — все эти свойства в полной мере отвечают высоким требованиям, предъявляемым к строительным сталям.

Для повышения механических свойств конструкционных сталей при их изготовлении строго контролируют содержание вредных элементов — фосфора, серы, кислорода и азота, увеличивающих хрупкость, и легирующих — никеля, хрома, титана, молибдена и других элементов, повышающих прочность, пластичность и способность материала к свариваемости и закаливанию.

По степени раскисления сталь делится на кипящую, полуспокойную и спокойную. Кипящей называют сталь, в процессе получения которой происходит бурное выделение газов (кипение), способствующее образованию мелких газовых пузырей и концентрации вокруг них различных неметаллических включений и примесей, значительно снижающих качество стали. Спокойная сталь, осылающая без бурного выделения газов, получается путем введения в нее различных раскислителей в виде добавок кремния, марганца, алюминия и др., в результате чего на поверхности слитка (15 %) образуется шлак, идущий на переплавку, а в остальной части слитка высококачественная однородная сталь.

В строительстве преимущественное применение находит полуспокойная сталь (компромиссный вариант между кипящей и спокойной), обладающая высокими технико-экономическими показателями и более низкой стоимостью, чем спокойная сталь. Однако стали повышенной и высокой прочности выполняются главным образом из спокойной стали, обладающей более высокой однородностью и способностью сопротивляться хрупкому разрушению.

Промышленная поставка стали в зависимости от нормируемых свойств осуществляется по трем группам — А, Б и В. Учитывая большую ответственность строительных стальных конструкций, для их изготовления используется сталь группы В с гарантией по механическим свойствам и химическому составу, с поставкой по 2—6-й категориям в отношении гарантии ударной вязкости.



Категории стали для каждой марки характеризуют ее химический состав, временное сопротивление, относительное удлинение и другие характеристики, которые учитывают при проектировании конструктивных форм.

В зависимости от механических свойств конструкционные стали подразделяются на стали обычной прочности (обыкновенного качества), высокой прочности и повышенной прочности. К наиболее употребительным конструкционным сталям обыкновенного качества относятся углеродистые стали ВСтЗсп5, ВСтЗГпс5, ВСтЗпс6 и ВСтЗкп2; низколегированные марганцовистые стали 09Г2 и 14Г2; кремнемарганцовистые стали 10Г2С1 и 09Г2С; хромокремненикелевые с медью 15ХСНД и 10ХСНД; низколегированные стали с ванадием и медью 15Г2СФ и 15ХГ2СФД; низколегированные стали с нитридным упрочнением 14Г2АФ, 16Г2АФ, 18Г2АФпс и 15Г2АФДпс, а также термически упрочненные легированные стали 12Г2СМФ, 12ХГ2СМФ, 15ХГ2СМФР, 12ХГН2МД и др.

В обозначении углеродистых сталей (например, ВСтЗпс6): буква В определяет группу поставки; СтЗ — собственно марку стали; пс — полуспокойную со степенью раскисления; цифра 6 — категорию поставки. Для низколегированных сталей вводят буквенное обозначение легирующих элементов (Г — марганец, С — кремний, Х — хром, Н — никель, Д — медь, А — азот, Ф — ванадий, П — фосфор, Т — титан, М — молибден, Р — бор) и цифры, указывающие количественное содержание элемента в процентах. Так, низколегированная сталь марки 15Г2СФ расшифровывается следующим образом: содержание углерода 0,15 %, марганца 2 %, кремния и ванадия 0,3—1 % (буква без цифры обозначает содержание элемента 0,3—1 %).

Для изготовления конструкций применяют профили из деформируемых алюминиевых сплавов, получаемых обработкой давлением — прессованием, вытяжкой, прокаткой и штамповкой. В зависимости от химического состава различают пять групп алюминиевых сплавов, применяемых в архитектуре и строительстве: алюминево-марганцевые (АМцМ); алюминево-магниевого (АМг2М, АМг21/2Н); кремнемагниевого (АД31Т, АД31Т1, АД31Т5); цинкомагниевого (1915, 1915Т, 1925, 1925Т); медномагниевого (Д1, Д6, Д16, Д18 и т. д.).

Характер обработки алюминиевого сплава фиксируется в обозначении марки сплава введением дополнительных букв и цифр: М — мягкий (отожженный); Н — нагартованный, 1/2Н — полунангартованный; Т — закаленный и естественно состаренный; Т1 — закаленный и искусственно состаренный; ТН — нагартованный после закалки и искусственного старения. Обозначения кремнемагниевого сплавов марок АД и АД31 и цинкомагниевого сплавов (1915, 1925) соответствуют международному стандарту. В первых следует читать: А — алюминевый сплав, Д — деформируемый, 31 — номер сплава; во вторых: цифра 1 — алюминевый сплав, цифра 9 указывает на содержание цинка, последние две цифры — номер сплава.

Марки сталей и алюминиевых сплавов применительно к проектируемым конструкциям выбирают в соответствии с табл. 50 СНиП II-23-81 и табл. 52 приложения 1 дополнения гл. СНиП II-24-74.

1.5. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА СТАЛИ И АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ

Основные показатели механических свойств стали: прочность, упругость и пластичность, склонность к хрупкому разрушению. Прочность материала определяется его сопротивляемостью внешним силовым воздействиям. Упругость есть свойство материала восстанавливать свое первоначальное состояние после снятия внешних силовых воздействий. Пластичность характеризует свойства материала получать остаточные деформации (не возвращаться в первоначальное состояние) после снятия внешних нагрузок. Хрупкость характеризуется разрушением материала при малых деформациях в пределах упругой работы.

Прочность, упругость и пластичность стали определяются испытанием на растяжение специальных стальных образцов (рис. 7). При растяжении образца строят диаграмму его растяжения (рис. 8), выраженную в напряжениях и относительных удлинениях:

$$\sigma = F/A; \quad \varepsilon = \Delta l / l_0 \cdot 100 \% \quad (1)$$

где σ — нормальное напряжение, МПа; F — нагрузка, кН; A — первоначальная площадь сечения образца в пределах длины l , см²; ε — относительное удлинение, %; l_0 — первоначальная контрольная длина образца, см; Δl — удлинение элемента на контрольном участке, см.

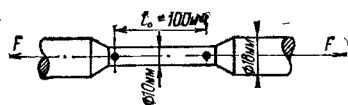
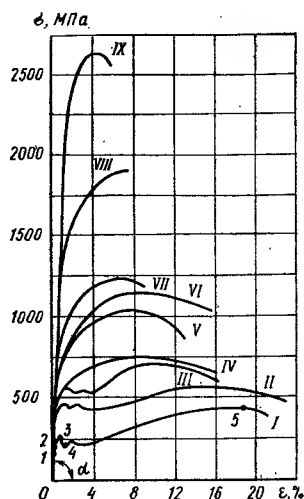


Рис. 7. Вид опытного образца для испытания стали на растяжение

Рис. 8. Сравнительные диаграммы растяжения сталей разных марок

I — обыкновенного качества; *II* — повышенной прочности; *III*–*V* — высокой прочности; *VI*–*IX* — высокопрочные для канатов



При растяжении образца из малоуглеродистой стали (кривая *I*) сталь имеет небольшой участок упругой работы, характеризуемый отрезком прямой линии *0–1*.

Проекция точки *1* на ось σ представляет собой предел пропорциональности, т. е. наибольшее напряжение, при превышении которого нарушается пропорциональная зависимость между напряжениями и деформациями (закон Гука):

$$E = \sigma / \epsilon = \tan \alpha, \quad (2)$$

где E — коэффициент пропорциональности, или модуль упругости, МПа.

Проекция точки *2* на ось σ , находящаяся несколько выше точки *1*, характеризует предел упругости R_e стали т. е. наибольшее напряжение, при превышении которого после снятия внешней нагрузки в образце остаются остаточные деформации. При достижении точки *3* начинается текучесть материала, т. е. увеличение деформаций при практически постоянном нормальном напряжении. Значение напряжения, характеризующее это состояние материала, называется пределом текучести R_{yn} , а условно горизонтальный участок между точками *3* и *4* называют площадкой текучести. Для малоуглеродистых сталей за предел текучести принимают напряжение, которому соответствует относительное удлинение 0,2 %.

При дальнейшем увеличении нагрузки напряжения в образце увеличиваются. Однако деформации растут значительно быстрее напряжений. Эта область работы материала называется пластической стадией, использование которой при расчете конструкций представляет значительный интерес с точки зрения экономии стали.

Прочность материала характеризуется наибольшим напряжением, при достижении которого начинается процесс разрушения образца (точка *5*). Это напряжение называют временным сопротивлением R_{un} , или пределом прочности. Из диаграммы растяжения видно, что мягким строительным сталям соответствует предельное относительное удлинение $\epsilon = 20–25 \%$.

При увеличении прочности стали (кривые *II* и *III*) наблюдается заметное уменьшение площадки текучести, а для некоторых сталей полное ее отсутствие. Это свойство снижает надежность стали, увеличивая ее склонность к хрупкому разрушению.

Основными показателями, характеризующими пластические свойства стали, являются относительное удлинение $\delta_5, \%$ и условная ударная вязкость $a_n = \text{Дж/см}^2$. Ударная вязкость характеризует склонность стали к хрупкому разрушению и представляет собой удельную работу, затрачиваемую для разрушения стандартного образца с надрезом ударом. Для малоуглеродистых сталей при нормальной температуре $a_n = 70–100 \text{ Дж/см}^2$. При повышении температуры ударная вязкость увеличивается, при уменьшении — падает.

В зависимости от механических свойств, вида и толщины проката, а также степени использования работы материала конструкционные стали подразделяют на 21 группу (табл. 51 и 52 СНиП II-23-81). Для упрощения в учебных целях можно пользоваться расчетными характеристиками по сокращенным табл. 2, 3.

Для растяжения, сжатия и изгиба при работе в упругой стадии расчетное сопротивление определяется по пределу текучести материала по формуле

$$R_y = R_{yn} / \gamma_m, \quad (3)$$

а при работе в упруго-пластической стадии, по формуле

$$R_u = R_{un} / \gamma_m, \quad (4)$$

где R_{yn} — предел текучести стали, МПа; R_{un} — предел прочности стали, МПа; γ_m — коэффициент надежности по материалу, изменяющийся в пределах 1,025–1,15 (табл. 2 СНиП II-23-81).

ТАБЛИЦА 2. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПРОКАТА ДЛЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПОДВЕРЖЕННЫХ РАСТЯЖЕНИЮ, СЖАТИЮ И ИЗГИБУ

Нормативные сопротивления, МПа		Расчетные сопротивления, МПа	
по пределу текучести $R_{уп}$	по временному сопротивлению $R_{шп}$	по пределу текучести R_y	по временному сопротивлению R_u
215	345	210	335
235	365	230	355
285	390	280	380
305	440	300	430
335	460	325	450
365	510	355	500
410	570	375	520
440	590	400	535
590	685	515	595

Важными механическими свойствами строительных сталей являются явления наклепа, старения, неравномерного распределения напряжений и усталости. Наклеп — это увеличение области упругой работы стали $\sigma_{adm} > R_{уп}$ путем предшествующего растяжения выше предела текучести (рис. 9). При повторном нагружении стали она начинает работать упруго до допускаемого напряжения σ_{adm} , однако при этом значительно повышается ее хрупкость.

ТАБЛИЦА 3. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПРОКАТА СМЯТИЮ ТОРЦЕВОЙ ПОВЕРХНОСТИ, МЕСТНОМУ СМЯТИЮ В ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ШАРНИРАХ, ДИАМЕТРАЛЬНОМУ СЖАТИЮ КАТКОВ

Сдвиг R_s , МПа	Смятие, МПа		Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью) R_{cd}
	торцевой поверхности (при наличии пригонки) R_p	местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании R_{lp}	
122	314	157	8
133	332	166	8
162	355	178	9
174	400	200	10
188	418	209	10
206	464	232	12
217	504	252	13
232	522	261	13
299	596	298	15

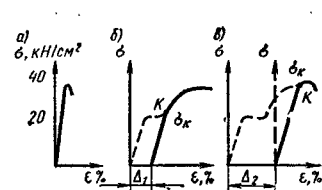


Рис. 9. Диаграммы растяжения стали при наклепе

а — диаграмма высокопрочной стали; б — диаграмма мягкой стали, растянутой до пластического состояния (пунктирная линия) и после снятия нагрузки и повторного нагружения (сплошная линия); в — диаграмма стали при разгрузке, соответствующей предельной области пластической работы

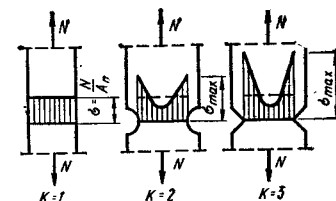


Рис. 10. Влияние выточек на напряжения в ослабленном сечении (K — коэффициент концентрации напряжений)

В результате деформационного и термического старения сталь изменяет свои свойства во времени, улучшая, подобно наклепу, упругие свойства и снижая пластичность. Наибольшей опасности разрушения металлические конструкции подвергаются тогда, когда в рабочих сечениях появляются какие-либо ослабления в виде отверстий, выточек и надразов (рис. 10).

В зависимости от вида ослабления у их краев возникают повышенные напряжения (концентрация напряжений), превышающие нормальные напряжения σ в неослабленных сечениях в 2 и 3 раза. При расчетах это явление необходимо учитывать в случае применения низколегированных сталей. В мягких углеродистых сталях они не так опасны, так как в расчетной стадии напряжения выравниваются.

Наиболее опасным воздействием на металл оказывается явление усталости — разрушение металла под воздействием многократно повторяющейся, особенно знакопеременной, нагрузки. Опасность эта объясняется еще и тем, что разрушение конструкции, как правило, мгновенно, хрупко.

Сопротивление конструкции усталостным разрушениям называется выносливостью. При проектировании конструкций, работающих при динамических и знакопеременных нагрузках, нормы предусматривают снижение расчетных сопротивлений, сокращение объемов применения сварных конструкций и соединений с концентраторами напряжений.

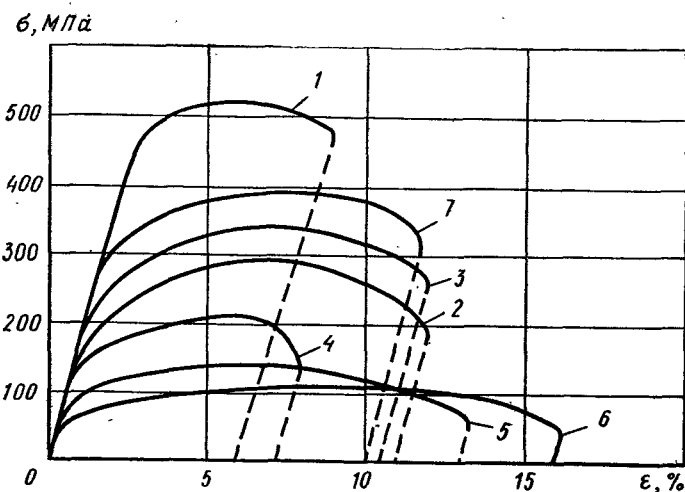


Рис. 11. Сравнительные диаграммы растяжения алюминия разных марок
1 — В95Т1; 2 — В95М; 3 — 1915Т; 4 — АД31Т1; 5 — АД31Т; 6 — АМс; 7 — Д16Т.

Механические свойства алюминиевых сплавов зависят от химического состава и условий их обработки. По абсолютным величинам (рис. 11) они близки к сталям обычной и повышенной прочности, однако они более де-

ТАБЛИЦА 4. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ, РЕКОМЕНДОВАННЫХ К ПРИМЕНЕНИЮ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ МПа

Напряженное состояние	Термически неупрочняемый алюминий		Термически упрочняемый алюминий			
	АМг2М	АМг21/2Н	АД31Т	АД31Т1	1915, 1925, 1925Т	1915Т
Растяжение, сжатие, изгиб R_y	70	125	55	125	180	200
Срез R_s	40	75	35	75	105	120
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки) R_p	105	185	80	185	270	300
Местное смятие при плотном касании R_{1p}	50	90	40	90	135	150

формативны и обладают менее выраженными пластическими свойствами. Расчетное сопротивление алюминиевых сплавов (табл. 4) определяется по формуле

$$R_d = R_n \cdot 1 / \gamma_m \gamma_c, \quad (5)$$

где R_n — нормальное сопротивление, принимаемое равным минимальному значению по пределу текучести R_{yn} , за который условно принимается напряжение, которому соответствует относительная остаточная деформация 0,2 %; $\gamma_m > 1$ — коэффициент безопасности по материалу; $\gamma_c \leq 1$ — коэффициент условий работы, понижающий расчетное сопротивление при эксплуатации конструкций в тяжелых условиях работы.

1.6. СОРТАМЕНТ СТАЛЬНЫХ И АЛЮМИНИЕВЫХ ПРОФИЛЕЙ

Сортаментом называется каталог прокатываемых (рис. 12, а), холодногнутых (рис. 12, б, в) или прессованных (рис. 12, г) полуфабрикатов и изделий с указанием их основных геометрических размеров, формы сечения, значений допусков и массы единицы длины. Стальные и алюминиевые полуфабрикаты для строительных конструкций делятся на две основные группы — листовые и профильные.

Листовые сталь и алюминий в виде гладкого и профильного листа, имеющего различную толщину и высоту профиля, широко применяются для устройства кровель, стен, подвесных потолков, узловых фасонек решетчатых конструкций, сварных двутавровых стержней, а также в виде специальных листовых конструкций оболочек, мембран и т. п. Кроме того, листовая сталь и алюминиевые сплавы используются для производства тонкостенных гнутых профилей.

В настоящее время промышленностью прокатывается толстолистовая сталь толщиной 4—160 мм, шириной листа 1250—2600 мм и длиной до 8 м (ГОСТ 19903—74), листовая холоднокатаная толщиной до 1 мм, шириной листа 2000 мм и длиной до 5 м (ГОСТ 19904—74) для изготовления профилированных настилов; универсальная широкополосная сталь толщиной 6—60 мм, шириной 200—1050 мм и длиной до 18 м для сварных балок и колонн (ГОСТ 82—70).

Наиболее универсальными для изготовления, конструктивно удобными и экономичными профилями являются уголкового, двутаврового, швеллерного и трубчатого (рис. 13).

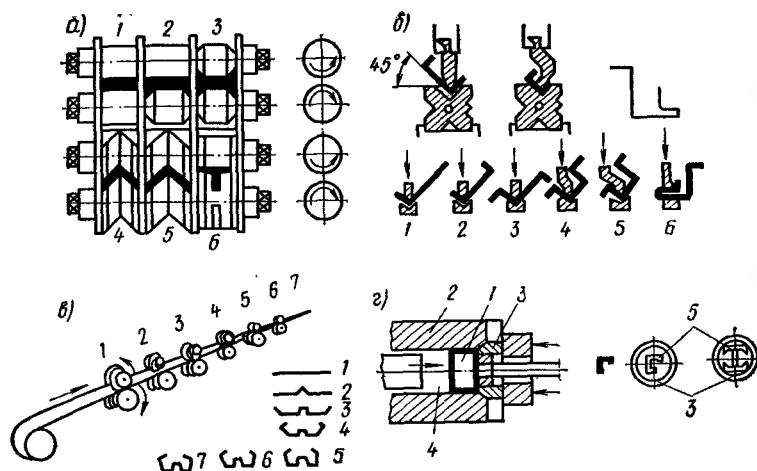


Рис. 12. Производство профилей

а — стальных горячекатаных на прокатных станах: 1 — полоса; 2 — швеллер; 3 — двутавр; 4 — уголок равнополочный; 5 — то же, неравнополочный; 6 — тавр; б — стальных холодногнутих на гибочных прессах: 1—6 — последовательность операций; в — стальных холодногнутих протяжкой через валки: 1—7 — последовательность операций; 2 — алюминиевый горячим прессованием: 1 — алюминиевая заготовка; 2 — силовой цилиндр; 3 — матрица; 4 — пуансон; 5 — отверстие в матрице

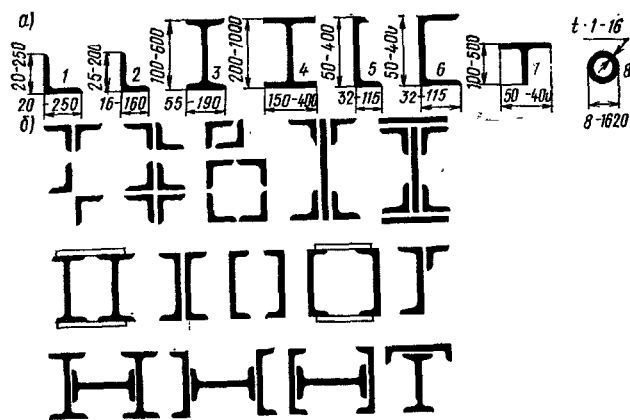


Рис. 13. Основные типы прокатных стальных профилей

а — сортамент (предельные размеры в мм): 1—2 — уголки равнополочный и неравнополочный; 3 — двутавр; 4 — то же, широкополочный; 5 — швеллер; 6 — то же, с узкими параллельными полками; 7 — широкополочный тавр; 8 — труба; б — примеры составных сечений

Угловые стальные равнополочные (ГОСТ 8509—72) и неравнополочные (ГОСТ 8510—72) профили широко используют в элементах, работающих на осевые силы (растяжение или сжатие), а также для получения комбинированных сечений и соединений различных элементов. Двутавровые балки с уклоном внутренних граней полок (ГОСТ 8239—72) применяются главным образом в качестве изгибаемых элементов — балок и колонн, а также в составных сечениях, работающих на внецентренное сжатие.

В последнее время широкое распространение начинают получать двутавры с параллельными гранями полок (широкополочные двутавры) с высотой до 1000 мм и шириной полок до 400 мм, выпускаемые промышленностью по ТУ 14-2-24-72. Область их рационального применения — колонны, подкрановые балки, балки покрытий и перекрытий, пролетные балки мостов.

Большой экономической эффективностью по сравнению с обычными двутаврами (на 14—19 %) обладают тонкостенные двутавры с узкими параллельными полками (ГОСТ 19281—73), прокатываемые высотой 120—300 мм. Область их рационального применения — легкие перекрытия.

Швеллеры (ГОСТ 8240—72) используются чаще в составных сечениях, работающих преимущественно на осевые силы и изгиб и реже на внецентренное сжатие в колоннах и балках. В качестве прогонов покрытия и элементов фахверков стен применяются прокатные тонкостенные швеллеры с узкими параллельными гранями полок (ТУ 14-2-204-76). По расходу материала они на 16—20 % легче швеллеров обычного проката.

Широкое применение в стропильных и подстропильных фермах в качестве верхнего и нижнего поясов находят широкополочные тавры, образуемые путем продольного распуска пополам широкополочных двутавров (ТУ 14-2-24-72). Широкий диапазон высот (100—500 мм при ширине полок 100—400 мм) позволяет использовать эти профили в фермах под легкую и тяжелую нагрузки.

Широко применяются в современных решетчатых строительных конструкциях — фермах, арках, рамах, куполах и др. — электросварные круглые (ГОСТ 10704—76) и прямоугольные (ТУ 14-2-361-79) трубы, а также горячекатаные круглые трубы (ГОСТ 8732—78) из углеродистой и низколегированной сталей. Благодаря равной

инерции относительно любой центральной оси использование труб особенно эффективно в центрально-сжатых и центрально-растянутых элементах, а также в сжато-изогнутых элементах при переменном направлении плоскости изгиба.

Целесообразность использования трубчатых сечений повышается в условиях воздействия на конструкцию агрессивных сред, а также при повышенных архитектурных требованиях в случае эксплуатации конструкции без подвесного потолка, особенно в зданиях общественного назначения. Применение трубчатых профилей по сравнению с угловыми в аналогичных конструкциях позволяет снизить металлоемкость на 20—25 %.

Наряду с прокатными профилями в стальных конструкциях успешно используются холодногнутые профили общего назначения (рис. 14). Их выпускают, подобно прокату, в виде равнополочных (ГОСТ 19771—74*) и неравнополочных уголков (ГОСТ 19772—74*), равнополочных швеллеров (ГОСТ 8278—75*), С-образных, корытообразных и зетовых профилей, а также замкнутых прямоугольных профилей. Толщина гнутых профилей по условиям изготовления не превышает 8 мм, что в большей степени определяет их применение в легких конструкциях, воспринимающих небольшие расчетные нагрузки, — прогоны, легкие фермы, стойки фонарей и перегородок.

Одним из достоинств гнутых профилей является возможность получения любой формы сечения в зависимости от условия применения.

Для предварительно напряженных и висячих конструкций применяются различные типы стальных канатов, изготавливаемых из высокопрочной проволоки диаметром 0,22—4 мм с временным сопротивлением разрыву 1200—2600 МПа (рис. 15). Канаты выпускают одинарной свивки (сплетенные из отдельных проволок), двойной свивки — тросы (проволоки, сплетенные в пряди, а из прядей в канат) и тройной свивки — кабели (сплетенные из нескольких тросов).

Наибольшее распространение в висячих конструкциях получили канаты спирального типа ТК конструкции 1×37 ($1+6+12+18$) по ГОСТ 3064—80, канаты двойной свивки (тросы) типа ТЛК-РО конструкции 6×36 ($1+7+7/7+14+7+7$) ($1+6$) по ГОСТ 7669—80, канаты закрытого типа по ГОСТ 7676—73 и др. Буквенное обо-

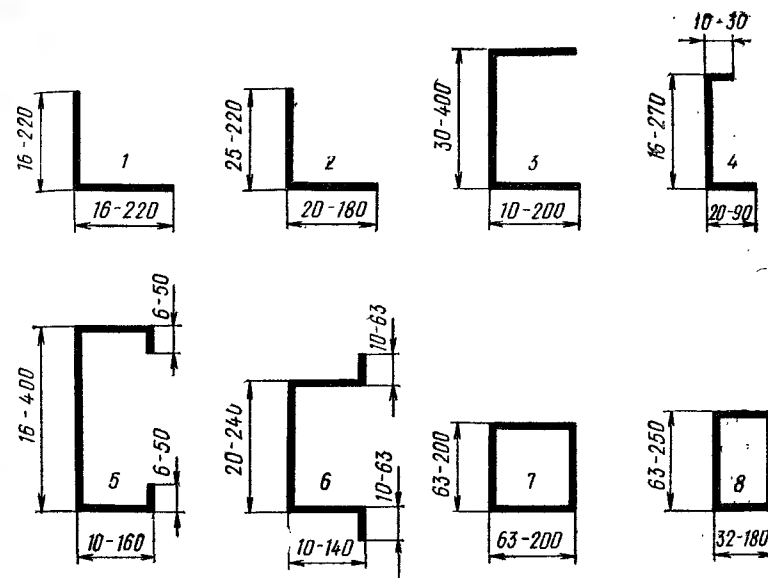


Рис. 14. Гнутые тонкостенные стальные профили 1—8 (предельные размеры в мм)

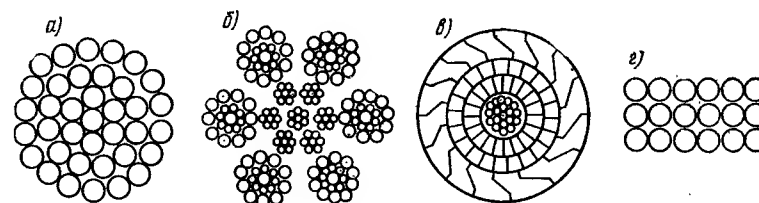


Рис. 15. Сечения стальных канатов и пучков (а—г)

а — спиральный из 37 проволок ($1+6+12+18$); б — многопрядевый трос с прямым сердечником; в — спиральный закрытый с двумя слоями клиновидной и одним слоем зетобразной проволоки; г — пучок из параллельных проволок

значение канатов определяет: ТК — точечное касание проволок; ТЛК — точечное и линейное касание проволок; цифровое обозначение раскрывает формулу размещения проволок и их число в одной свивке. Для висячих покрытий небольшого пролета применяется стержневая горячекатаная арматурная сталь периодического профиля по ГОСТ 5781—75 с номинальным диаметром стержней 16—40 мм.

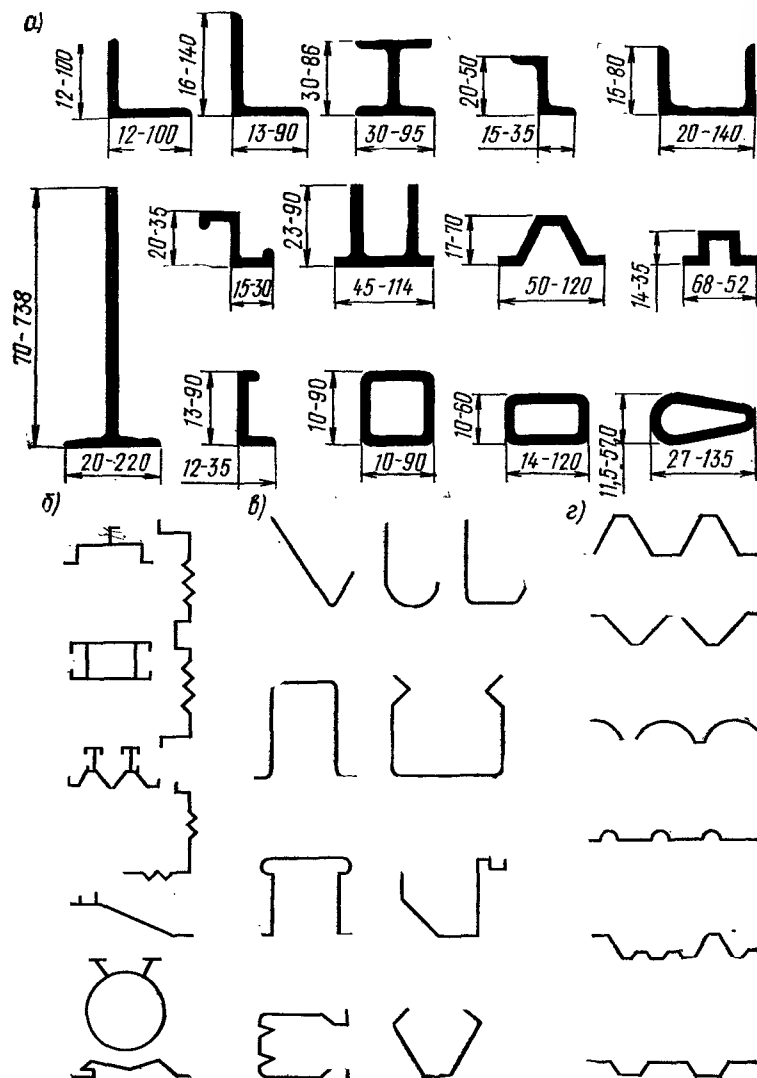


Рис. 16. Алюминиевые профили

а — сортамент прессованных профилей по ГОСТам (предельные размеры в мм); б — то же, по каталогу ВИЛС; в — сечения холодногнутой стержней; г — то же, гофрированных листов

Алюминиевые деформируемые сплавы, применяемые в несущих и ограждающих конструкциях, выпускаются отечественной промышленностью в виде прокатных листов и лент прессованных профилей большой номенклатуры, а также различных по профилю гофрированных листов (рис. 16). Форма прессованных и гнутых алюминиевых профилей, применяемых для несущих конструкций, аналогична стальным прокатным и гнутым профилям, но ограничена меньшими размерами, определяемыми диаметром матрицы (см. рис. 12, г).

1.7. МЕТОД РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Металлические конструкции рассчитываются на силовые воздействия, смещения опор, температуру и другие воздействия по методу предельных состояний. Предельным называется такое состояние конструкции, при котором она перестает удовлетворять эксплуатационным и монтажным требованиям, т. е. теряет способность сопротивляться внешним воздействиям или получает недопустимые деформации. Сечения по методу предельных состояний выбираются минимально необходимыми при воздействии на них максимально возможной силы в самых неблагоприятных условиях работы.

Металлические конструкции рассчитываются по двум группам предельных состояний: по потере несущей способности и по непригодности к нормальной эксплуатации. По первой группе предельных состояний производятся расчеты на прочность, устойчивость и выносливость. Математически она может быть записана в виде неравенства

$$N_{cal}(\Sigma F_n \gamma) \leq \Phi (AR_{yn} \gamma_c / \gamma_n \gamma_m), \quad (6)$$

где N_{cal} — расчетное усилие в конструкции от суммы расчетных нагрузок при их наиболее невыгодной комбинации; Φ — несущая способность конструкции, являющаяся функцией геометрических размеров конструкции и сопротивления материала; F_n — нормативная нагрузка, принимаемая по СНиП II-6-74; γ — коэффициент перегрузки для каждого вида нагрузки (собственная масса $\gamma_g = 1,1-1,3$; временная распределенная нагрузка $\gamma_o = 1,2-1,4$; снеговая нагрузка $\gamma_s = 1,4-1,6$; ветровая нагрузка $\gamma_w = 1,2-1,3$); A — геометрическая характеристика сечения; R_{yn} — нормативное сопротивление материала; γ_c — коэффициент условий работы; γ_n — коэффициент надежности по назначению; γ_m — коэффициент надежности по материалу. Коэффициенты γ_c , γ_n , γ_m принимаются в соответствии с разделами 3 и 4 СНиП II-23-81.

Расчет по первой группе предельных состояний производят для всех несущих конструкций без исключения.

По второму предельному состоянию производят расчеты по допустимым перемещениям (прогибам, осадкам, углам поворота, колебаниям и т. п.). Математически вторая группа предельных состояний может быть записана в виде неравенства

$$f/l_{ef} \leq [f/l], \quad (7)$$

где f — стрела прогиба или перемещение конструкции от нормативных нагрузок; $[f/l]$ — предельная величина относительного прогиба или перемещения, установленная нормами проектирования металлических конструкций или указанная в технологическом задании (см. табл. 40 СНиП II-23-81).

По второй группе предельных состояний рассчитывают только те конструкции, у которых чрезмерные деформации или перемещения ограничивают возможности нормальной эксплуатации.

Нагрузки, действующие на металлические конструкции, в зависимости от продолжительности действия подразделяют на постоянные и временные. Временные в свою очередь подразделяют на длительно действующие, кратковременные и особые.

К постоянным нагрузкам относят: собственную массу конструкций, массу покрытий, кровли, стен, давление грунтов, воздействие предварительного напряжения и др. (см. п. 1.6 СНиП II-6-74).

К временным длительно действующим относят: массу временных перегородок, массу стационарного оборудования, нагрузку на перекрытия (складов, зернохранилищ и др.), а также длительные температурные технологические воздействия (см. п. 1.7 СНиП II-6-74).

К кратковременным нагрузкам относят: массу людей и ремонтных материалов; нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и возведении строительных конструкций; нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (мостовых и подвесных кранов); снеговые, ветровые и гололедные нагрузки (см. п. 1.8 СНиП II-6-74). К особым нагрузкам относят сейсмические и взрывные воздействия; нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, и др. (см. п. 1.9 СНиП II-6-74).

В процессе эксплуатации сооружения подвергаются воздействиям различных нагрузок, поэтому, согласно

СНиП II-6-74, при расчете учитывают две категории сочетаний нагрузок: основные сочетания, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; особые сочетания, состоящие из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок. При учете двух и более кратковременных нагрузок при расчете на основное сочетание нагрузок их сумма умножается на коэффициент сочетания, равный 0,9; при расчете на особое сочетание — на 0,8. Особая нагрузка при этом принимается без снижения.

1.8. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ РАСТЯЖЕНИЕ И СЖАТИЕ

Работа элементов на центральное растяжение и сжатие возникает в случае, когда продольная сила N проходит через центр тяжести любого поперечного сечения, расположенного по длине рассчитываемого элемента (рис. 17). Расчет на прочность центрально-растянутых и центрально-сжатых элементов по упругой стадии работы материала выполняется по формуле

$$N/A_n \leq R_y \gamma_c, \quad (8)$$

где A_n — площадь сечения нетто (за вычетом ослаблений); R_y — расчетное сопротивление проката и труб по пределу текучести (табл. 2).

При расчете на прочность центрально-растянутых элементов, эксплуатация которых возможна за пределом упругой работы металла, расчет на прочность выполняется по формуле

$$N/A_n \leq R_u \gamma_c / \gamma_u, \quad (9)$$

где R_u — расчетное сопротивление проката и труб по временному сопротивлению (табл. 2); $\gamma_u = 1,3$ — коэффициент надежности для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность по временному сопротивлению.

Несущая способность центрально-сжатых элементов исчерпывается при критических напряжениях, меньших, чем предел текучести. Это объясняется тем, что центрально-сжатые элементы теряют эксплуатационные качества не от разрушения сечения, а от потери устойчивости (выпучивания) стержня, поэтому центрально-сжатые стержни рассчитывают на устойчивость с учетом

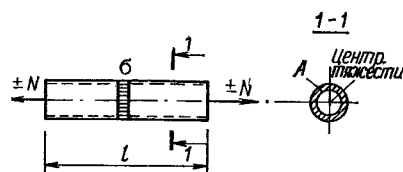


Рис. 17. Работа стержней на центральное растяжение и сжатие

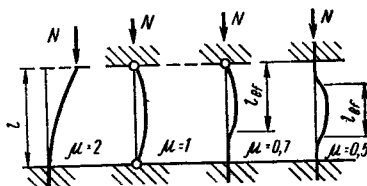


Рис. 18. К определению расчетной длины центрально-сжатого стержня (μ — коэффициент приведения длины стержня)

ТАБЛИЦА 5. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ φ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ СТАЛИ

Гибкость λ	φ для элементов из стали с расчетным сопротивлением R _y , МПа											
	200	240	280	320	360	400	440	480	520	560	600	640
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	881	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	849	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	786	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	999
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	944	889
180	233	196	170	150	135	123	112	104	997	901	855	801
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057

Примечание. Значения φ в таблице увеличены в 1000 раз.

коэффициента φ (коэффициента продольного изгиба), снижающего расчетное сопротивление, по формуле

$$N / \varphi A \leq R_y \gamma_c, \quad (10)$$

где A — площадь поперечного сечения стержня без учета ослабления отверстиями для болтов или заклепок.

Значение коэффициента φ зависит от гибкости элемента λ̄, которая может быть определена по формуле

$$\bar{\lambda} = l_{ef} / i, \quad (11)$$

где l_{ef} = μl — расчетная длина стержня (l — геометрическая

длина стержня; μ — коэффициент приведения длины стержня, зависящий от закрепления концов и определяемый по рис. 18); i — радиус инерции сечения элемента (по сортаменту).

Для практических целей значение φ определяют путем интерполяции по табл. 5 для стальных конструкций и по табл. 6 для конструкций из алюминиевых сплавов.

ТАБЛИЦА 6. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ φ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ АЛЮМИНИЯ

Гибкость λ	φ для элементов из алюминия марок						
	АМг2М	АМг21/2Н	АД31Т	АД31Т1	АД31Т5	1915, 1925, 1925Т	1915Т
0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
10	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
20	982	936	995	936	946	915	910
30	915	865	930	865	880	838	830
40	860	802	880	802	818	770	758
50	812	740	835	740	763	696	676
60	766	675	793	675	705	615	590
70	717	605	750	605	644	530	500
80	665	542	706	542	590	440	385
90	608	450	656	450	510	348	305
100	555	367	610	367	432	282	246
110	506	313	562	313	382	233	204
120	458	262	518	262	330	196	171
130	415	227	475	227	290	167	146
140	362	197	435	197	255	144	126
150	313	168	400	168	212	125	110

Примечание. Значения φ в таблице увеличены в 1000 раз.

1.9. РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Наиболее распространенными элементами, работающими на изгиб, являются металлические балки, нагруженные равномерно распределенной, сосредоточенной или комбинированной нагрузкой, приложенной перпендикулярно продольной оси балки по одной или по двум главными плоскостями — x—x и y—y (рис. 19).

При поперечном изгибе в расчетных сечениях металлического стержня возникают изгибающие моменты и поперечные силы. При этом расчетное сечение в зоне действия максимальных нормативных сил (максимального изгибающего момента) может находиться в преде-

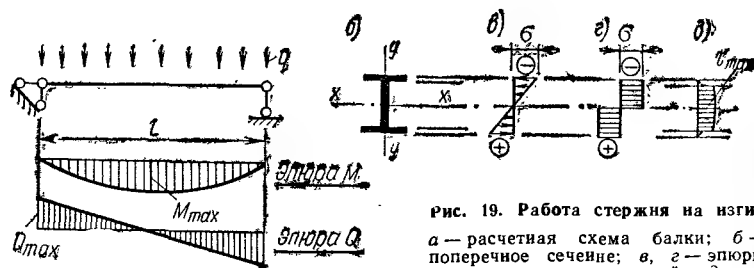


рис. 19. Работа стержня на изгиб
а — расчетная схема балки; б — поперечное сечение; в, г — эпюры нормальных напряжений; д — то же, касательных напряжений

лах упругой работы материала (рис. 19, в) или при пластической стадии работы материала (рис. 19, г). Расчет на прочность элементов по упругой стадии, изгибаемых в одной из главных плоскостей, например $x-x$, выполняют по формуле

$$M_x / W_{xn, \min} \leq R_y \gamma_c, \quad (12)$$

где M_x — изгибающий момент, действующий относительно оси $x-x$; $W_{xn, \min}$ — минимальный момент сопротивления сечения нетто относительно оси $x-x$.

Значение касательных напряжений τ в расчетных сечениях изгибаемых элементов должно удовлетворять условию

$$\tau = Q_x S_x / J_x t \leq R_s \gamma_c, \quad (13)$$

где Q_x — расчетная поперечная сила, действующая относительно оси $x-x$; S_x — статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси $x-x$; J_x — момент инерции сечения брутто относительно оси $x-x$; t — толщина стенки балки; $R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$ — расчетное сопротивление проката и труб сдвигу.

При ослаблении стенки балки отверстиями в расчетном сечении значение τ в формуле (13) следует умножать на коэффициент α , определяемый по формуле

$$\alpha = a / (a - d), \quad (14)$$

где a — шаг отверстий; d — диаметр отверстия.

При одновременном изгибе в двух главных плоскостях $x-x$ и $y-y$ расчет на прочность выполняют соответственно по формуле

$$M_x y / J_{xn} \pm M_y x / J_{yn} \leq R_y \gamma_c, \quad (15)$$

где x и y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно главных осей.

Расчет на прочность разрезных и неразрезных балок сплошного сечения с учетом развития пластических деформаций и перераспределения моментов осуществляют в соответствии с пп. 5.18, 5.19 и 5.20 СНиП II-23-81.

1.10. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ДЕЙСТВИЮ ОСЕВОЙ СИЛЫ С ИЗГИБОМ

Случаи внецентренного сжатия и внецентренного растяжения возникают при одновременном действии в расчетном сечении изгибающего момента M и продольной сжимающей или растягивающей силы N (рис. 20). Расчет на прочность внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно растянутых и растянуто-изгибаемых элементов из стали с пределом текучести до 580 МПа в пластической стадии работы при условии $\tau \leq 0,5 R_s$ и $N / (A_n R_y) > 0,1$ выполняют по формуле

$$(N / A_n R_y \gamma_c)^n + (M_x / c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c) + (M_y / c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (16)$$

где n , c_x и c_y — коэффициенты, зависящие от размеров и формы сечения стержня, принимаемые по прил. 5 СНиП II-23-81.

При упругой работе материала расчет на прочность выполняют по формуле

$$N / A_n \pm (M_x / J_{xn}) y \pm (M_y / J_{yn}) x \leq R_y \gamma_c. \quad (17)$$

Потеря устойчивости внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых стержней в зависимости от гибкости λ_x и λ_y может произойти как в плоскости действия изгибающего момента (например M_x), так и из плоскости действия момента, если $\lambda_y < \lambda_x$ с учетом расчетных длин стержня l_{xef} и l_{yef} . Расчет на устойчивость в плоскости действия момента осуществляют по формуле

$$(N / \varphi_e A) \leq R_y \gamma_c, \quad (18)$$

где φ_e — коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии, определяемый для сплошностенчатых стержней по табл. 74 СНиП II-23-81 в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} :

$$m_{ef} = \eta m, \quad (19)$$

где η — коэффициент влияния формы сечения (см. табл. 73 СНиП II-23-81); $m = e A / W_c$ — относительный эксцентриситет ($e = M / N$ — эксцентриситет; W_c — момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна); для сквозных стержней с решетками и планками

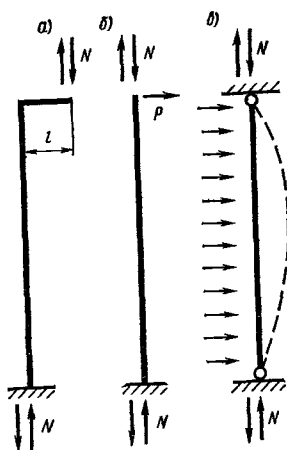


Рис. 20. Схемы внецентренно сжатых и внецентренно растянутых стержней (а—в)

При значениях $m_{ef} \leq 20$ расчет на прочность внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов не требуется; при $m_{ef} > 20$ для сплошностенчатых стержней и при $m > 20$ для сквозных стержней не требуется расчета на устойчивость.

Глава 2. СОЕДИНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Соединения металлических конструкций предназначены для сопряжения отдельных элементов между собой. Выбор вида соединения зависит от вида напряженного состояния соединяемых элементов; величины и характера действующей нагрузки; формы сопрягаемых элементов; условий работы соединения и др.

В металлических конструкциях применяют в настоящее время сварные, болтовые и заклепочные соединения.

Сварные соединения — наиболее распространенные соединения. Они требуют на изготовление меньше времени и металла по сравнению с заклепочными и болтовыми соединениями. Применение сварки обеспечивает

по табл. 75 СНиП II-23-81 в зависимости от условной приведенной гибкости λ_{ef} (табл. 7 СНиП) и относительного эксцентриситета m , определяемого по формуле

$$m = eAa/J, \quad (20)$$

где a — расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви.

Расчет на устойчивость из плоскости действия момента производят по формуле

$$N/\varphi_y A \leq R_y \gamma_c, \quad (21)$$

где φ и γ_c — величины, определяемые в соответствии с п. 5.30 СНиП II-23-81.

высокую прочность соединения, автоматизированный процесс, высокое качество сварного шва при выполнении его не только в заводских условиях, но и в построечных. Благодаря этому сварные соединения применяются во всех металлических конструкциях.

Болтовые соединения, как и сварные, находят широкое применение в металлических конструкциях. Они применяются в монтажных и рабочих соединениях сборно-разборных и стационарных конструкций. Их достоинство: простота и надежность соединения; недостатки: повышенный расход металла на конструкцию вследствие ослабления сечения сопрягаемых элементов отверстиями, податливость (деформативность) соединения ввиду наличия зазоров между болтом и отверстием. В настоящее время используют соединения с высокопрочными болтами, работающими на срез и на растяжение. Достоинством этих соединений является их меньшая деформативность, однако трудоемкость такого соединения возрастает.

Заклепочные соединения в настоящее время находят ограниченное применение, поскольку они наиболее трудоемки и дорогостоящи по сравнению с двумя предыдущими. Однако надежность заклепочных соединений при знакопеременных и вибрационных нагрузках определяет область их применения в конструкциях с тяжелым режимом работы (железнодорожных мостов, промышленных этажерок при динамических воздействиях и др.).

2.2. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ. ВИДЫ СВАРКИ И ИХ КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА

Основной вид сварного соединения — электродуговая сварка, основанная на явлении возникновения электрической дуги между стальным стержнем (электродом) и свариваемыми стальными деталями (рис. 21, а). Электрическая дуга создает температуру более 1500°C . При этой температуре происходит расплавление основного металла и металла электрода, в результате в зоне контакта образуется сварной шов, соединяющий свариваемые элементы. Для получения высококачественного шва, обладающего высокими пластическими свойствами, сварка производится в защитной газовой среде, образующейся в зоне шва от сгорания специальной обмазки, нане-

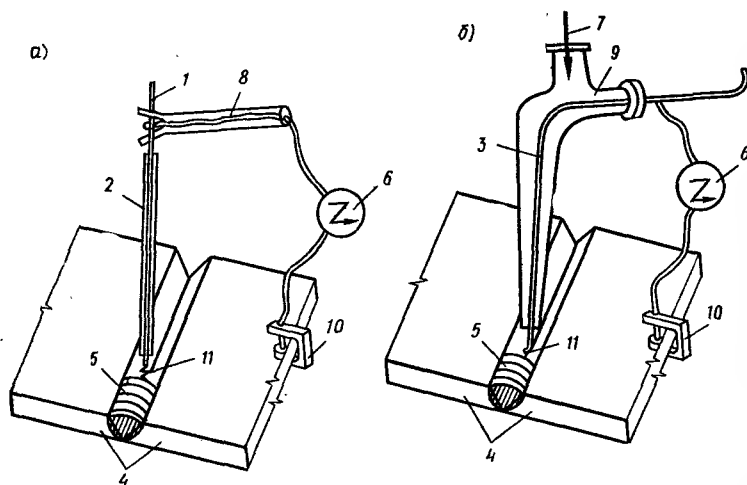


Рис. 21. Схемы сварки

а — электродуговой; б — газэлектрической; 1 — металлический электрод; 2 — специальная обложка; 3 — сварочная проволока; 4 — свариваемые элементы; 5 — сварной шов; 6 — источник тока; 7 — углекислый газ (при сварке углеродистых сталей) или газ аргон (при сварке алюминиевых сплавов); 8 — электрододержатель; 9 — горелка; 10 — струбцина (зажим); 11 — электрическая дуга

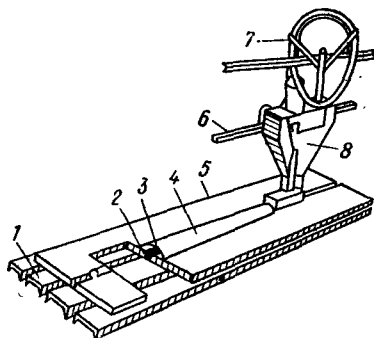


Рис. 22. Схема автоматической сварки под флюсом (материал определенного химического состава)

1 — стэнд; 2 — сварной шов; 3 — шлаковая корка; 4 — флюс; 5 — основной металл; 6 — самоходный механизм; 7 — электродная проволока; 8 — сварочная головка

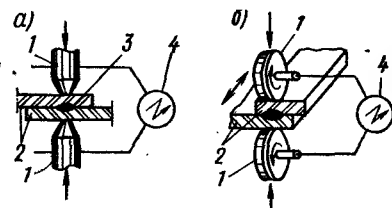


Рис. 23. Виды электросварки

а — точечная; б — валиковая; 1 — электроды или ролики; 2 — свариваемые элементы; 3 — сварной шов; 4 — источник тока

сенной на электрод, которая содержит легирующие добавки и создает слой шлака, защищающий металл от окисления и быстрого остывания.

Наряду с электродуговой сваркой широко применяют газэлектрическую сварку. Ее преимущество по сравнению с электродуговой — высокая производительность, низкая стоимость, высокая температура (3200°C) и большая глубина провара (рис. 21, б).

На прочность сварных соединений существенное влияние оказывают структура шва — наличие микропор, трещины, хрупкость и др. Появление трещин в швах недопустимо. Различают горячие и холодные сварочные трещины. Горячие трещины обычно возникают во время остывания шва при температуре более 1000°C , а холодные — вследствие усадки.

Достоинство сварки характеризуется глубиной провара шва, т. е. проникновением наплавленного металла в основной, которая обычно составляет 1,5—2 мм. Это достигается наличием зазора между свариваемыми элементами и специальной обработкой кромок. Наиболее качественные швы дает автоматическая сварка, осуществляемая сварочными агрегатами (рис. 22).

Полуавтоматическая сварка заключается в том, что сварочный агрегат движется вручную, а процесс сварки остается автоматическим (подача припоя и флюса). Для сварки листов тоньше 3 мм применяют точечную (контактную) и валиковую электросварку (рис. 23), выполняемую на специальном сварочном оборудовании. Реже используют газовую сварку, основанную на расплавлении металла в зоне сгорания ацетилена в струе кислорода.

В зависимости от положения швов они могут быть нижними ($0-60^{\circ}$), вертикальными ($60-120^{\circ}$) и потолочными ($120-180^{\circ}$) (рис. 24). Наиболее удобны в работе, качественны и экономичны нижние швы. Вертикальные и потолочные швы сложны в работе, поэтому их преимущественно применяют при монтажной сварке. В заводских условиях во избежание вертикальных и особенно потолочных швов применяют специальные кантователи (рис. 25, а).

При большой толщине шва в целях повышения его качества в процессе сварки производят последовательное утолщение шва в порядке, показанном на рис. 25, б, в.

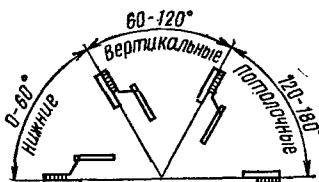
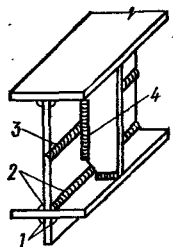


Рис. 24. Классификация швов по положению в пространстве

1 — потолочный угловой шов; 2 — нижние угловые швы; 3 — горизонтальный стыковой шов; 4 — вертикальный угловой шов

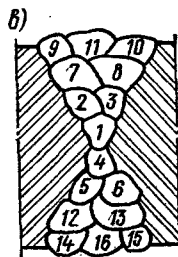
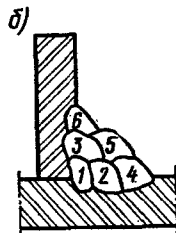
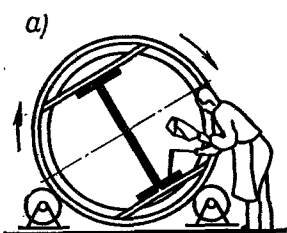


Рис. 25. К производству сварочных работ

а — схема вращающегося кантователя; б — последовательность утолщения V-образного шва; в — то же, X-образного (цифры обозначают последовательность наложения шва)

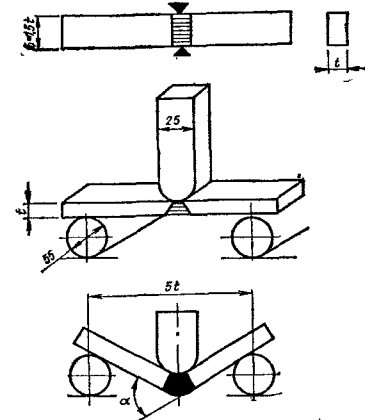


Рис. 26. Испытание наплавленного металла на изгиб для определения прочности и пластичности

Для проверки качества сварочного шва кроме испытания на растяжение его испытывают на изгиб и на загиб (рис. 26). В этих случаях из соединения вырезают специальный образец.

Основные типы электродов для сваривания стальных конструкций с пределом текучести до 490 МПа: Э-42, Э-42А, Э-46, Э-46А, Э-50, Э-50А, а для сваривания стальных конструкций с пределом текучести более 500 МПа: Э-60, Э-70 и Э-85

(по ГОСТ 9467—75). Для снижения массы наплавленного металла нормами рекомендуется применение электродов более высоких марок, чем марки стали сопрягаемых элементов.

Алюминиевые конструкции сваривают аргонодуговой сваркой с неплавящимся вольфрамовым электродом с присадкой из алюминиевой проволоки и плавящимся вольфрамовым электродом. Для получения качественного шва требуется тщательная химическая обработка свариваемых элементов и проволоки.

2.3. ТИПЫ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ И ИХ РАСЧЕТ

По конструкции сварные соединения подразделяют на стыковые, внахлестку, комбинированные и впрыток (табл. 7). Наиболее надежны и экономичны по расходу материала стыковые соединения. Для устранения влияния кратера и непровара, образуемых в начале и конце сварного шва, а также для достижения равнопрочности сварного шва основному металлу, в стыковых соединениях устраивают косой шов. Стыковые швы предназначены для соединения листов, прокатных профилей — двутавров, швеллеров, уголков и т. п.; а также для элементов, работающих на продольные усилия.

Соединения внахлестку, несмотря на более высокий расход материала и меньшую надежность, ввиду наличия значительных концентраторов напряжений, также имеют широкое применение. Эти соединения делают с накладками или без них; при помощи угловых швов — фланговых, расположенных вдоль усилия, или лобовых (торцевых), расположенных перпендикулярно усилию. Напряжения, возникающие во фланговых швах, отличаются большой неравномерностью, однако в предельном состоянии эпюры напряжений в шве выравниваются, что позволяет вести расчет угловых швов в предположении равномерного распределения усилий по длине шва и по площади сечения. Комбинированные и угловые соединения также широко используются; они являются производными от первых двух основных типов соединений.

Расчет сварных стыковых соединений при работе на центральное растяжение или сжатие производят в предположении равномерного распределения напряжений по длине и поперечному сечению шва по формуле

$$N/l_w \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (22)$$

где l — наименьшая толщина соединяемых элементов; l_w — расчетная длина шва, равная полной его длине, уменьшенной на $2t$, или полной его длине в случае вывода концов шва за пределы стыка.

таблица 7. Виды сварных соединений

Встык	Внахлестку		Конфигурационные	Вприкрыт			
	Без накладок	С накладками		Угловые швы			
		Фланговый		Лобовой	Фланговый	Лобовой	В тавр
Стыковой шов	45°-60° 						
	Кратер 						
	Неровиз 						
	Не менее 25° 						

Расчет сварных соединений с угловыми швами при действии продольных или поперечных сил делают на срез по двум сечениям (рис. 27): по металлу шва (сечение 1)

$$N/\beta_f k_f l_w \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \quad (23)$$

и по металлу границы сплавления (сечение 2)

$$N/\beta_z k_f l_w \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \quad (24)$$

где l_w — расчетная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм; β_f и β_z — коэффициенты, зависящие от вида сварки, диаметра сварочной проволоки, высоты катета шва и предела текучести стали. При сварке стальных элементов с пределом текучести до 580 МПа $\beta_f=0,7$ и $\beta_z=1$; γ_{wf} и γ_{wz} — коэффициенты условий работы шва, равные 1, кроме $\gamma_{wf}=0,85$ для климатических районов с наружными температурами ниже -40°C для сталей с нормативным сопротивлением $R_{wn}=410$ МПа и $\gamma_{wz}=0,85$ — для всех остальных сталей; k_f — катет шва; l_w — расчетная длина шва.

В соответствии со СНиП II-23-81, п. 11.3, также производят расчет сварных соединений с угловыми швами на действие момента в плоскости и перпендикулярно плоскости расположения швов по металлу шва и по металлу границы сплавления (в соединениях, у которых прочность металла шва выше прочности металла сопрягаемых элементов). Значения расчетных сопротивлений сварных швов в стальных конструкциях, соответствующих маркам стали, указанным в табл. 2, приведены в табл. 9, а расчетных сопротивлений сварных швов в алюминиевых конструкциях, выполняемых аргонодуговой сваркой, — в табл. 10.

При конструировании сварных швов следует руководствоваться следующим: минимальная расчетная длина углового сварного шва не должна быть менее 40 мм и более $85\beta_f k_f$; максимальный катет углового шва k_f должен быть не более $1,2t$, где t — наименьшая толщина соединяемых элементов; минимальное значение k_f должно быть не менее 4 мм, а максимальное не более 25 мм.

Сопоставляя мощности сварных швов, выраженные через их катеты k_f и объемы V_f , видно, что $k_{f,1}/k_{f,2}=2$ и

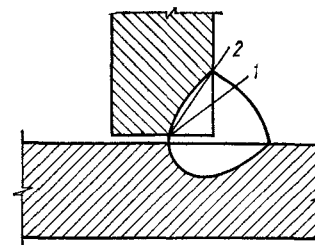


Рис. 27. Схема расчетных сечений сварного соединения с угловым швом

1 — сечение по металлу шва; 2 — сечение по металлу границы сплавления

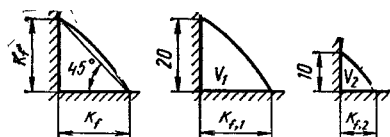


Рис. 28. Соотношение мощности и объема шва

$V_{f1}/V_{f2} = 4$, т. е. с увеличением катета шва его прочность увеличивается в первой степени, а количество наплавленного металла в квадрате (рис. 28). Самыми выгодны-

ми считаются швы с $k_f = 6-12$ мм. Стыковые сварные швы всегда проектируют непрерывными, а уг-

ТАБЛИЦА 8. КОЭФФИЦИЕНТЫ β_f и β_z , ПРИНИМАЕМЫЕ ПРИ СВАРКЕ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ПРЕДЕЛОМ ТЕКУЧЕСТИ ДО 580 МПа

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d , мм	Положение шва	Коэффициент	Значение коэффициентов β_f и β_z при катетах швов, мм			
			3-8	9-12	14-16	18 и более
Автоматическая, $d=3-5$	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1
Автоматическая и полуавтоматическая, $d=1,4-2$	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z		1,05	1	
	Нижнее	β_f	0,9	0,8		0,7
		β_z		1,05	1	
Ручная, полуавтоматическая проволокой сплошного сечения, $d < 1,4$, или порошковой проволокой	В лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1			

Примечание. Значения коэффициентов соответствуют нормальным режимам сварки.

ТАБЛИЦА 9. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ В СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ, МПа

Временное сопротивление проката $R_{пл}$	Стыковые соединения			Сдвиг $R_{ws} = R_s$	Соединения с угловыми швами, работающими на срез (условный)		Тип электрода
	Сжатие, растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической и ручной сварке с физическим контролем качества шва		Растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке, $0,85 R_{wy}$		по металлу шва R_{wf}	по металлу границы сплавления R_{wz}	
	по пределу текучести $R_{wy} = R_y$	по временному сопротивлению $R_{wu} = R_u$					
345	210	335	178	122	152	155	Э-42, Э-42А
365	230	355	195	133	160	164	
390	280	380	238	162	172	175	
440	300	430	255	174	194	198	Э-46, Э-46А
460	325	450	276	188	202	207	Э-50, Э-50А
510	355	500	302	206	204	229	Э-60
570	375	520	319	217	228	256	
590	400	535	340	232	240	265	
685	515	595	438	299	280	308	Э-70

Примечание. Расчетные сопротивления определены в соответствии с п. 3.4 СНиП II-23-81.

ловые фланговые могут быть непрерывными и прерывистыми. Минимальная длина и разрыв в прерывистых швах по конструктивным соображениям не должны быть менее 50 мм (табл. 11).

ТАБЛИЦА 10. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ АЛЮМИНИЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ВЫПОЛНЯЕМЫХ АРГОНОДУГОВОЙ СВАРКОЙ, МПа

Марка алюминия	Марка электродной или припайной проволоки	Сварные швы			В околошовной зоне		
		стыковые		угловые R_{wf}	стыковые		фланговые $R_{wf, 1}$
		R_{wy}	R_{ws}		$R_{wy, 1}$	$R_{ws, 1}$	
АД1М	СвА1	25	15	20	25	15	25
АМцМ	СвАМг3	40	25	30	40	25	40
АМг2М АМг21/2Н	СвАМг3	65	40	45	65	40	65
АД31Т	СвАМг3; 1557	55	35	45	55	35	50
АД31Т5	СвАМг3; 1557 вольфрамовым электродом	65	40	45	65	40	60
	То же, плавящимся электродом	65	40	45	65	40	75
АД31Т1	СвАМг3; 1557 вольфрамовым электродом	80	50	45	80	50	80
	То же, плавящимся электродом	80	50	45	80	50	105
1915	1557 вольфрамовым электродом	145	90	110	145	90	130
	То же, плавящимся электродом	145	90	110	145	90	145
1915Т ($t=5 \dots 12$ мм)	1557 вольфрамовым электродом	160	105	110	160	105	145
	То же, плавящимся электродом	160	105	110	160	105	160

ТАБЛИЦА 11. УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ СВАРНЫХ ШВОВ

Швы	Обозначения швов	
	заводских	монтажных
Стыковые		
Непрерывные угловые		
Прерывистые угловые		

2.4. БОЛТОВЫЕ И ЗАКЛЕПОЧНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ. ИХ РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ

В строительных конструкциях применяют соединения с болтами повышенной, нормальной и грубой точности, а также соединения на высокопрочных болтах.

Отличительная особенность соединений с болтами нормальной и грубой точности — их значительная податливость вследствие меньшей величины предварительного натяжения болтов, а также больших зазоров между телом болта и стенками отверстия (зазоры болтов нормальной точности по ГОСТ 7798—70 0,3—0,5 мм; болтов грубой точности по ГОСТ 15589—70 и 15591—70 2—3 мм). Для уменьшения деформативности соединений применяют болты повышенной точности по ГОСТ 7805—70, которые имеют минусовые допуски от —0,43 до —0,52 мм, или высокопрочные болты, обеспечивающие передачу усилий N через трение, возникающее по соприкасающимся плоскостям. Ввиду этого болты нормальной и грубой точности используют в неосновных соединениях для крепления одного элемента к другому: в фонарных конструкциях, связях, на технологических площадках и т. п.

В рабочих соединениях, а также в монтажных соединениях основных несущих конструкций: балках, фермах, рамах и т. п. применяют болты повышенной точности и высокопрочные. Болты изготовляют диаметром от 12 до 48 мм с длиной стержня 25—300 мм (рис. 29).

Обычные стальные болты изготавливают из сталей ВСтЗ, ВСт5, 14Г2, 15ГС и др., а высокопрочные болты — из сталей 40Х «селект», 48ХФА «селект», 30ХЗМФ, 30Х2НМФА и др. В зависимости от механических свойств сталей болты разделяют на классы прочности (ГОСТ 1759—82). В стальных конструкциях наиболее распространены классы 4,6; 5,6; 8,8; 10,9.

Заклепки изготавливают из круглой калиброванной стали диаметром 13—31,5 мм с интервалом 2 мм; в зависимости от назначения они имеют различную форму головки (рис. 30). В соединениях заклепки ставят горячим или холодным способом клепки. Предпочтение отдают горячему способу, так как при остывании происходит укорачивание стержня заклепки и крепкое стягивание листов. Для заклепок применяют мягкие стали Ст2 и СтЗ с пределом текучести 220 МПа и низколегированную сталь 09Г2 с пределом текучести 300 МПа.

В алюминиевых ограждающих конструкциях соединения на болтах и заклепках имеют преимущества перед сварными, так как не

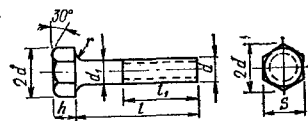


Рис. 29. Вид болта нормальной точности

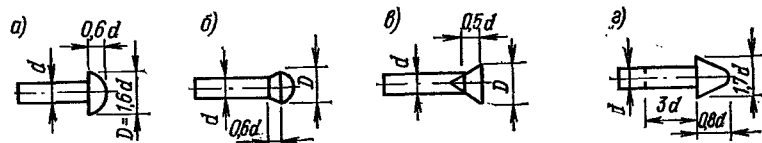


Рис. 30. Типы заклепок

а — полукруглая; б — полупотайная; в — потайная; г — с повышенной головкой

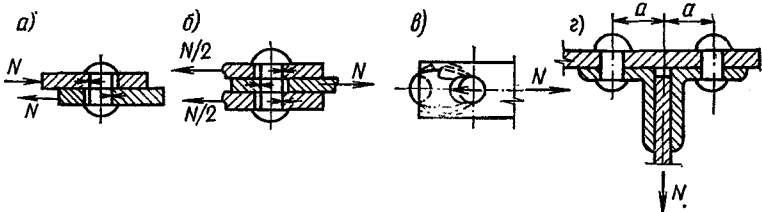


Рис. 31. Схемы работы заклепочных и болтовых соединений

а — срез стержня в односрезном соединении; б — то же, в двухсрезном; в — смятие элемента (выкол); г — растяжение

вызывают структурных изменений материала, а следовательно, обладают большой надёжностью при эксплуатации. Алюминиевые болты и заклепки изготавливают обычно из алюминия той же марки, что и соединяемые элементы, — АМг21/2Н, АД31Т5, АД31Т1, 1925 и 1915. Заклепки из алюминиевых сплавов ставят в холодном состоянии, чтобы исключить вредное влияние нагрева в процессе клепки. В несущих алюминиевых конструкциях широко используют оцинкованные или кадмированные стальные болты повышенной (ГОСТ 7805—70) и нормальной точности (ГОСТ 7796—70 и 7798—70).

Основной вид работы заклепочных и болтовых соединений — работа на сдвиг. При этом заклепки и болты могут разрушаться от перерезывания их стержней по плоскостям среза или от смятия поверхностей отверстий сопрягаемых элементов (рис. 31). Силы смятия вызывают выкол листа между отверстиями или между отверстием и краем элемента (рис. 31, в). Кроме того, заклепочные и болтовые соединения работают на растяжение.

Распределение продольной силы N , проходящей через центр тяжести соединения, принимают во всех соединениях равномерным, что даёт основание считать несущую способность каждого болта и заклепки одинаковой. В этом случае расчетное усилие, воспринимаемое одним болтом, определяют формулами:

из условия работы на срез

$$N_b = R_{bs} \gamma_b A_{ns} n_s; \quad (25)$$

из условия работы на смятие

$$N_b = R_{bp} \gamma_b \Sigma t; \quad (26)$$

из условия работы на растяжение

$$N_b = R_{bt} A_{bn}, \quad (27)$$

где R_{bs} , R_{bp} , R_{bt} — расчетные сопротивления болтовых соединений, определяемые по табл. 12—15; $A = \pi d^2/4$ — расчетная площадь сечения стержня болта; A_{bn} — площадь сечения болта нетто, принимаемая для болтов с метрической резьбой по табл. 16; Σt — наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении; n_s — число расчетных срезов одного болта (на единицу меньше количества сопрягаемых элементов); γ_b — коэффициент условий работы соединения, принимаемый по табл. 17.

Количество n болтов в соединении определяют по формуле

$$n \geq N / \gamma_c N_{min}, \quad (28)$$

ТАБЛИЦА 12. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ И РАСТЯЖЕНИЮ СТАЛЬНЫХ БОЛТОВ

Напряженное состояние	Расчетное сопротивление болтов классов, МПа					
	4,6	4,8	5,6	5,8	6,6	8,8
Срез, R_{bs}	150	160	190	200	230	320
Растяжение R_{bt}	175	160	210	200	250	400

Примечание. Указаны значения расчетных сопротивлений для одноболтовых соединений.

ТАБЛИЦА 13. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СМЯТИЮ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, СОЕДИНЯЕМЫХ БОЛТАМИ

Временное сопротивление стали соединяемых элементов $R_{и п}$, МПа	расчетные сопротивления R_{bp} , МПа, смятию элементов, соединяемых болтами		Временное сопротивление стали соединяемых элементов $R_{и п}$, МПа	Расчетные сопротивления R_{bp} , МПа, смятию элементов, соединяемых болтами	
	повышенной точности	нормальной и грубой точности		повышенной точности	нормальной и грубой точности
345	370	335	460	580	520
365	400	365	510	685	610
390	445	400	570	820	725
440	540	485	590	870	—

Примечание. Выборочные значения из табл. 59 СНиП II-23-81.

ТАБЛИЦА 14. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ РАСТЯЖЕНИЮ И СРЕЗУ АЛЮМИНИЕВЫХ БОЛТОВ

Болты	Напряженное состояние	Расчетное сопротивление болтов, МПа	
		АМг5п	АВТ1
Нормальной точности	Срез R_{bs}	80	85
Повышенной точности		90	95
Нормальной и повышенной точности	Растяжение R_{bt}	125	160

где N_{min} — наименьшее значение расчетного усилия, воспринимаемого одним болтом, определенного по формулам (25), (26) и (27); γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый для многоболтовых

соединений равным 1, а для одноболтовых — согласно требованиям п. 11.8 СНиП II-23-81.

Заклепочные соединения рассчитывают по аналогичным формулам.

ТАБЛИЦА 15. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ НА СМЯТИЕ АЛЮМИНИЕВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В ЗАКЛЕПОЧНЫХ И БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЯХ

Соединения	Расчетное сопротивление на смятие, МПа, в соединениях элементов из алюминия						
	АД1М	АМцМ	АМг2М	АМг21/2Н, АД31Т1	АД31Т	АД31Т5	1925Т 1925, 1915
Заклепочные R_{gp}	40	65	110	200	90	160	280
Болтовые R_{bp}	35	60	100	180	80	145	250
							1915Т 290

ТАБЛИЦА 16. ПЛОЩАДИ СЕЧЕНИЯ БОЛТОВ СОГЛАСНО СТ СЭВ 180-75; СТ СЭВ 181-75; СТ СЭВ 182-75

d, мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36	42	48
A_b , см ²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn} , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60	8,26	11,20	14,72

* Болты указанных диаметров применять не рекомендуется.

ТАБЛИЦА 17. КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ СТАЛЬНЫХ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Характеристика соединения	Коэффициент условий работы γ_b
Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах:	
повышенной точности	1
грубой и нормальной точности	0,9
Болтовое в элементах стальных конструкций с пределом текучести до 380 МПа в расчете на смятие	0,85

Примечание. Коэффициенты следует учитывать одновременно.

ТАБЛИЦА 18. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТОВ ПО ГОСТ 22356—77

Номинальный диаметр резьбы d , мм	Марка стали по ГОСТ 4543—71*	Наименьшее временное сопротивление R_{bnp} , Н/мм ²	Номинальный диаметр резьбы d , мм	Марка стали по ГОСТ 4543—71*	Наименьшее временное сопротивление R_{bnp} , Н/мм ²
16—27	40X «селект»	1100	36	40X «селект»	750
	38X «селект» 40XФА «селект»	1350		30X3МФ	1100
	30X3МФ	1550	42	40X «селект»	650
	30X2НМФА	1550		30X3МФ	1000
30	40X «селект»	950	48	40X «селект»	600
	30X3МФ, 35X2АФ	1200		30X3МФ	900

Расчетное усилие Q_{bh} , воспринимаемое поверхностью трения под одним высокопрочным болтом (рис. 32), определяют по формуле

$$Q_{bh} = R_{bh} \gamma_b A_{bn} \mu / \gamma_n, \quad (29)$$

где $R_{bh} = 0,7 R_{bnp}$ — расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта (R_{bnp} принимается по табл. 18); μ — коэффициент трения, принимаемый по табл. 19; γ_n — коэффициент надежности, принимаемый по табл. 19; A_{bn} — площадь сечения болта нетто, определяемая по табл. 16; γ_b — коэффициент условий работы соединений, принимаемый равным 0,8 при $n < 5$; 0,9 при $5 < n < 10$ и 1 при $n \geq 10$.

Рис. 32. К работе высокопрочного болта

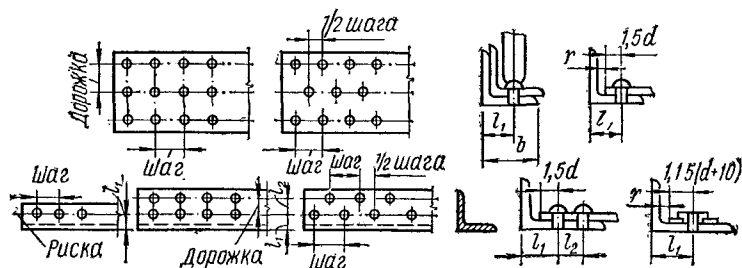


Рис. 33. Размещение болтов и заклепок в соединении

ТАБЛИЦА 19. КОЭФФИЦИЕНТ НАДЕЖНОСТИ И КОЭФФИЦИЕНТЫ ТРЕНИЯ ДЛЯ СОЕДИНЕНИЙ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Способ регулирования натяжения болтов	Коэффициент трения μ	Коэффициент γ_n при нагрузке и при разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ , мм	
			динамической и при $\delta=3-6$; статической и при $\delta=5-6$	динамической и при $\delta=1$; статической и при $\delta=1-4$
Пескоструйный, дробеметный или дробеструйный двух поверхностей кварцевым песком или дробью без консервации	M	0,58	1,35	1,12
	α	0,58	1,2	1,02
То же, с консервацией, металлизацией, распылением цинка или алюминия	M	0,5	1,35	1,12
	α	0,5	1,2	1,02
Кварцевым песком или дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой корбундовым порошком, стальными щетками без консервации другой поверхности	M	0,5	1,35	1,12
	α	0,5	1,2	1,02
Газопламенный двух поверхностей без консервации	M	0,42	1,35	1,12
	α	0,42	1,2	1,02
Стальными щетками двух поверхностей без консервации	M	0,35	1,35	1,17
	α	0,35	1,25	1,06
Без обработки	M	0,25	1,7	1,3
	α	0,25	1,5	1,2

Примечание. Способы регулирования натяжения болтов обозначены: M — по моменту закручивания; α — по углу поворота гайки.

Количество n высокопрочных болтов в соединении определяют по формуле

$$n \geq N / \gamma_c Q_{bh}. \quad (30)$$

Необходимое осевое усилие высокопрочного болта, проверяемое при затяжке тарировочным ключом, равно

$$P_b = R_{bh} / A_n. \quad (31)$$

Болты в соединениях размещают в рядовом или шахматном порядке в соответствии с рис. 33. Соединитель-

ТАБЛИЦА 20. РАЗМЕЩЕНИЕ БОЛТОВ В СОЕДИНЕНИЯХ

Характеристика расстояния	Расстояния при размещении болтов
Расстояния между центрами болтов в любом направлении:	
а) минимальное	$2,5d - 3d$
б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков на растяжение и сжатие	$8d$ или $12t$
в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:	
на растяжение	$16d$ или $24t$
на сжатие	$12d$ или $18t$
Расстояния от центра болта до края элемента:	
а) минимальное вдоль усилия	$2d$
б) то же, поперек усилия:	
при обрезных кромках	$1,5d$
при прокатных кромках	$1,2d$
в) максимальное	$4d$ или $8t$
г) минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия	$1,3d$

Обозначения: d — диаметр отверстия болта; t — толщина наиболее тонкого наружного элемента.

ные болты, как правило, размещают на максимальном расстоянии друг от друга, из условия обеспечения устойчивости сопрягаемых элементов на участках между болтами. В стыках и узлах с целью экономии металла болты ставят на минимальном расстоянии, которое устанавливается исходя из обеспечения прочности на выкол и удобства постановки болтов (табл. 20).

ТАБЛИЦА 21. УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ ВИДОВ БОЛТОВ И ОТВЕРСТИЙ

Виды болтов и отверстий	Обозначение
Круглое отверстие	
Овальное	

Продолжение табл. 21

Виды болтов и отверстий	Обозначение
Постоянные болты в заводских и монтажных соединениях	
Временные болты в монтажных соединениях	
Высокопрочные болты	

Глава 3. БАЛКИ

3.1. ТИПЫ БАЛОК И ИХ СТАТИЧЕСКИЕ СХЕМЫ

Металлические балки относятся к изгибаемым элементам и применяются главным образом для перекрытия пролетов многоэтажных промышленных и гражданских зданий 6—18 м, а также одноэтажных промышленных зданий в виде подкрановых балок, путей подвешенного транспорта и реже несущих балок покрытий с пролетами 18—24 м.

Наиболее рациональны в использовании прокатные балки двутаврового и швеллерного сечения ввиду простоты их изготовления. При недостаточной мощности прокатных балок широко применяют сварные составные балки двутаврового сечения, а для конструкций, подвергающихся динамическим и вибрационным нагрузкам, — составные балки на высокопрочных болтах и клепаные балки (рис. 34). При пролетах до 6 м вместо прокатных стальных и прессованных алюминиевых балок целесообразно применять стальные балки из гнутых профилей швеллерного или коробчатого типа (см. рис. 14).

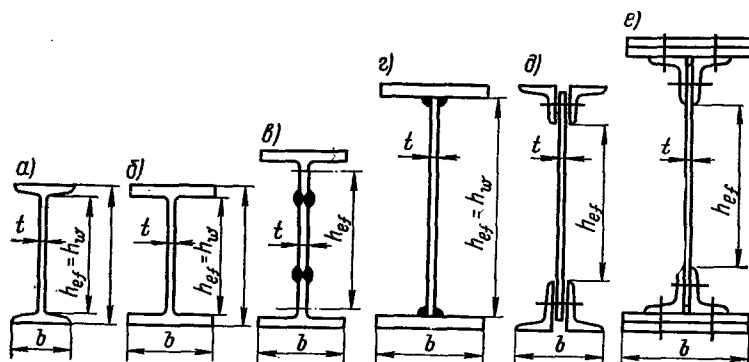


Рис. 34. Типы сечения балок

а — прокатный двутавр с уклоном внутренних граней полок; б — то же, тонкостенный с узкими параллельными полками; в — сварной с широкополочными травами; г — сварной из листов; д, е — клепаные или на высокопрочных болтах

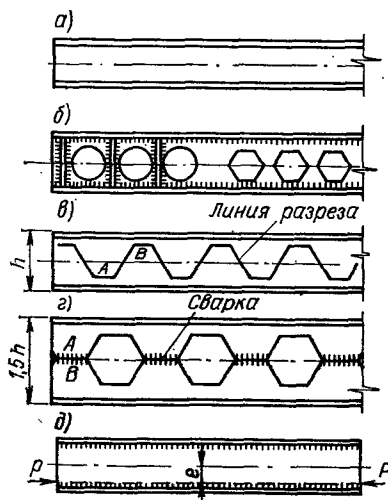
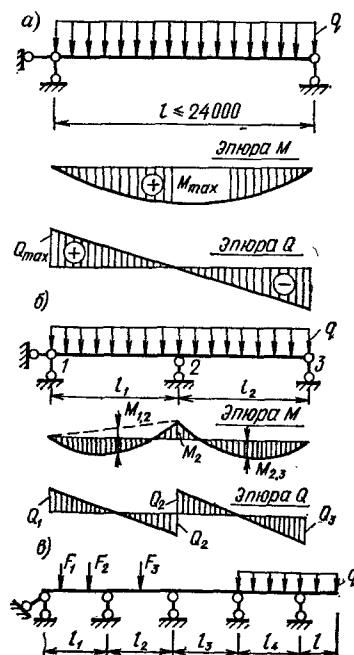


Рис. 35. Типы балок

а — сплошная; б — перфорированная отверстиями; в, г — перфорированные путем разрезания и сварки стенки прокатного профиля; д — предварительно напряженная зажаткой

Рис. 36. Статические схемы балок

а — разрезная однопролетная; б — неразрезная двухпролетная; в — то же, многопролетная



Сварные составные балки могут быть сплошнотенчатыми или со стенкой с круглыми, овальными или многоугольными отверстиями, которые используют для прокладки инженерных коммуникаций и других целей (рис. 35, а, б). В промежутках между отверстиями устраивают поперечные ребра жесткости, обеспечивающие устойчивость стенки.

В последнее время в строительстве находят применение балки с перфорированной стенкой (рис. 35, в, г). Перфорированные балки получают путем разрезания двутаврового горячекатаного профиля ломаной линией в продольном направлении. Затем обе части сдвигают до соединения гребней впритык, после чего их сваривают. В зависимости от длины и высоты профиля, а также от формы ломаной линии можно получать различные отверстия и различную высоту перфорированной балки. Наиболее оптимальный профиль может быть при увеличении высоты до $1,5 h$.

Перфорированные балки имеют ту же массу, что и прокатные профили. При этом их несущая способность и жесткость значительно выше, чем у исходного профиля, а следовательно, она может быть применена при большем пролете и большей нагрузке. Лучше всего использовать такие балки при больших пролетах и малых нагрузках. В этом случае влияние поперечных сил на напряжения в вертикальной стенке незначительно. Проектирование перфорированных балок позволяет получить экономию стали до 20—30 %. Однако учитывая более высокую стоимость изготовления, их применение должно быть экономически оправдано.

При увеличении пролета или увеличении расчетной нагрузки на балку рационально использование стальных предварительно напряженных балок (рис. 35, д), в которых предварительно напряженный трос располагается в зонах максимального растяжения.

В статическом отношении балки могут быть однопролетными разрезными, двухпролетными и многопролетными неразрезными. Они могут быть консольными и бесконсольными (рис. 36). Наибольшее применение в строительстве находят однопролетные разрезные балки как наиболее простые в монтаже и эксплуатации. По трудоемкости изготовления неразрезные балки уступают первым, однако по расходу материала и по жесткости они более эффективны, что определяет их широкое применение.

ТАБЛИЦА 22. ПРИБЛИЖЕННЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ВЫСОТЫ БАЛКИ

Предельные прогибы в долях пролета	Значения h_{min} при временном сопротивлении R_{st} , МПа					
	370	430	450	510	590	685
$[f/l_{ef}] = 1/250$	$l_{ef}/23,0$	$l_{ef}/18,7$	$l_{ef}/16,7$	$l_{ef}/14,3$	$l_{ef}/12,8$	$l_{ef}/11,0$
$[f/l_{ef}] = 1/400$	$l_{ef}/14,4$	$l_{ef}/11,7$	$l_{ef}/10,5$	$l_{ef}/8,9$	$l_{ef}/8,0$	$l_{ef}/6,9$
$[f/l_{ef}] = 1/600$	$l_{ef}/9,7$	$l_{ef}/7,8$	$l_{ef}/7,0$	$l_{ef}/6,0$	$l_{ef}/5,3$	$l_{ef}/4,6$

ние в многоэтажных каркасах. При этом особое внимание уделяется учету температурных воздействий и осадке опор, так как неразрезные балки очень чувствительны к таким воздействиям.

Генеральными размерами балки называют ее расчетный пролет l_{ef} и высоту сечения h (рис. 37). Действительный или конструктивный размер балки l назначают с учетом размеров опорных площадок, размер которых зависит от несущей способности их материала. Расстояние в свету l_0 между опорными узлами зависит от условий эксплуатации сооружения и назначается в процессе проектирования. Оптимальное значение высоты балки зависит от расчетного пролета, нагрузки, марки стали, назначения балки и т.д. и лежит в пределах $h/l_{ef} = (1/10—1/15)$. Минимальные значения высоты сечения балки при эскизном проектировании можно принимать по табл. 22 при $q_n/q_a = 1,2$ (где q_n и q_a — погонная нормативная и расчетная нагрузки) в зависимости от временного сопротивления стали и относительных прогибов балок к пролету.

В зданиях и сооружениях металлические балки применяют в виде балочных клеток, т.е. перекрытий, состоящих из системы балок. Балочная клетка включает главные балки, перекрывающие основной пролет с шагом $L=6—9$ м, и вспомогательные балки, опирающиеся на главные с шагом $B=1,5—3$ м (рис. 38). В зависимости от взаимного расположения главных и вспомогательных балок различают четыре типа балочных клеток: с верхним расположением вспомогательных балок (рис. 38, а); с расположением вспомогательных балок с главными в одном уровне (рис. 38, б); с пониженным расположением

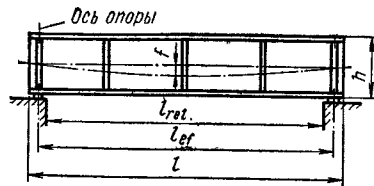


Рис. 37. Генеральные размеры балки

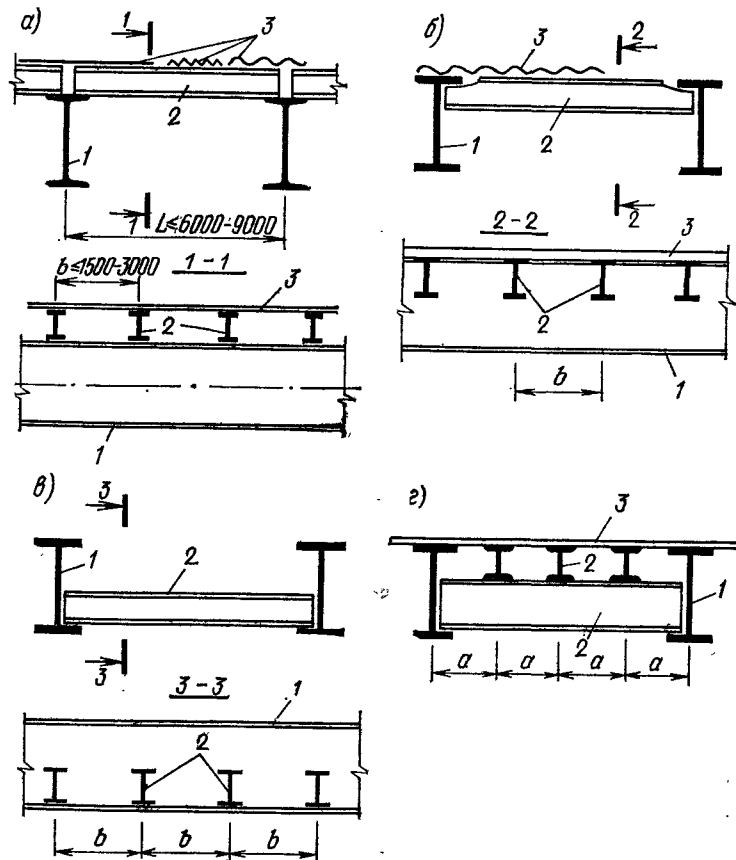


Рис. 38. Типы балочных клеток

а — нормальный с верхним расположением вспомогательных балок; б — то же, со вспомогательными балками в одном уровне с верхней полкой главной балки; в — то же, с пониженным расположением вспомогательных балок; г — усложненный; 1 — главная балка; 2 — вспомогательная балка; 3 — настил

ем вспомогательных балок (рис. 38, в); усложненная система, имеющая два типа вспомогательных балок, — поперечных и продольных (балок настила) по отношению к главным балкам (рис. 38, г). Балки настила проектируют с шагом 0,5—1,2 м.

Выбор балочной клетки зависит от конструкции перекрытия (металлический настил, железобетонные плиты и т. п.), от наличия технологического оборудования, подвесного потолка и других факторов, поэтому тип балочной клетки определяется для каждого конкретного случая вариантным проектированием.

Наиболее просты в возведении и экономичны по расходу материала балочные клетки с верхним расположением вспомогательных балок, но имеют недостаток — большую строительную высоту перекрытия. При ограничении строительной высоты перекрытия наиболее целесообразным решением обладает балочная клетка с расположением вспомогательных балок с главными в одном уровне. Балочные клетки с пониженным расположением вспомогательных балок и с усложненной системой применяют в большинстве случаев при опирании технологического оборудования или мелкогабаритных плит перекрытия.

3.2. РАСЧЕТ СЕЧЕНИЯ ПРОКАТНЫХ И СОСТАВНЫХ СВАРНЫХ БАЛОК

В большинстве случаев на балочную клетку действует равномерно распределенная нагрузка, которую при расчете приводят к линейной нагрузке на балку настила, вспомогательную и главную балки с их грузовых площадей (рис. 39). Расчет балок производят в той же последовательности, в какой передается нагрузка: на балку настила, вспомогательную и главную балку. Подбору сечений предшествует статический расчет балок, в результате которого определяют расчетные изгибающие моменты M и расчетные поперечные силы Q в характерных сечениях.

Расчет балок производят по двум предельным состояниям: несущей способности и прогибам. Расчет прокатных балок, выполненных из прокатных или гнутых двутавров, швеллеров и других профилей, сводится к определению необходимого номера профиля по сортаменту и проверке его на прочность, жесткость и устойчивость.

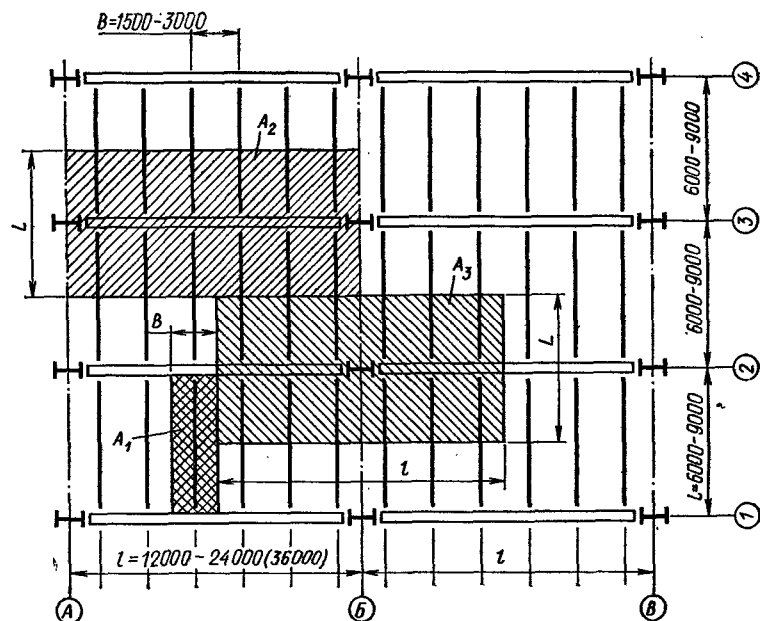


Рис. 39. К определению нагрузки на элементы балочной клетки

A_1 — A_3 — грузовые площади соответственно вспомогательной и главной балок и колонны

Для этого по расчетному моменту находят требуемый момент сопротивления сечения по формуле

$$W_{n,min} = M/R_y \gamma_c, \quad (32)$$

а при расчете с учетом развития пластических деформаций — по формуле

$$W_{n,min} = M/c_1 R_y \gamma_c, \quad (33)$$

где c_1 — коэффициент, определяемый по п. 5.18 СНиП II-23-81.

Требуемый момент инерции сечения J может быть найден из формулы для проверки относительного прогиба балки, например для разрезной однопролетной балки с расчетным пролетом l_{ef} , загруженной равномерно распределенной нормативной нагрузкой q_n :

$$f/l_{ef} = 5q_n l_{ef}^3 / 384 EJ \leq [f/l_{ef}] \quad (34)$$

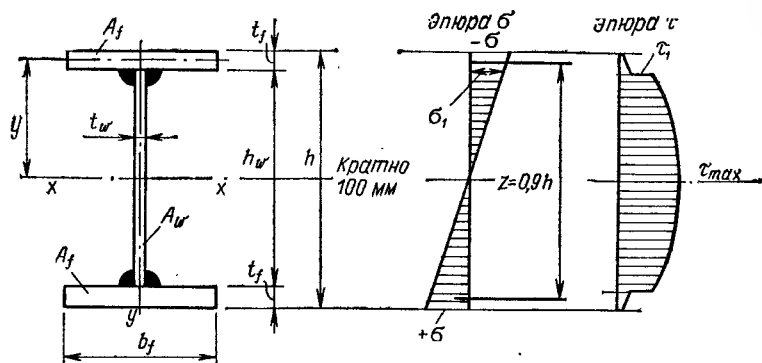


Рис. 40. К расчету сечения составной сварной балки

по формуле

$$J_{min} \geq 5q_n f_{ef}^3 / 384 E \cdot [l_{ef}/f], \quad (35)$$

где $[l_{ef}/f]$ — величина, обратная предельному относительному прогибу, принимаемая по табл. 40 СНиП II-23-81 (для главных балок междуэтажных перекрытий $[l_{ef}/f] = 400$, для вспомогательных балок $[l_{ef}/f] = 250$).

По требуемым минимальным значениям момента сопротивления $W_{n.min}$ и J_{min} по сортаменту подбирают двутавр или швеллер с ближайшим большим значением W и J . После этого проверяют принятое сечение на воздействие максимальной поперечной силы Q_{max} по формуле (13). Если проверка на поперечную силу не удовлетворяет условиям прочности, принимают следующий по сортаменту номер профиля и повторяют проверку. Окончательным является профиль, для которого соблюдается условие $\tau \leq R_s \gamma_c$.

Сечение сварной двутавровой балки определяют по минимальному моменту сопротивления $W_{min} = M/R_s \gamma_c$ и оптимальному распределению площади сечения между стенкой A_w и полкой A_f в зависимости от гибкости стенки h_w/t_w . Наивыгоднейшее распределение площади сечения симметричной двутавровой балки (рис. 40) получают при отношении $h_w/t_w = 100-150$, что дает зависимость, представленную в табл. 23.

ТАБЛИЦА 23. ПРАКТИЧЕСКИЕ СООТНОШЕНИЯ h_w и t_w

$h_w, \text{м}$	0,8	1	1,25	1,5	1,75	2
$t_w, \text{мм}$	8—6	10—8	10—9	12—10	14—12	14

Чем тоньше стенка, тем экономичнее балка. Это объясняется тем, что изгибающий момент на 85 % воспринимается работой полки и лишь на 15 % — стенкой. Поперечная же сила, возникающая в балке, почти полностью воспринимается работой стенки.

При выборе высоты сварной балки, как правило, анализируют три величины: оптимальную высоту h_{opt} , при которой масса балки получается минимальной; минимальную высоту h_{min} , при которой сечение удовлетворяет требованию жесткости (второе предельное состояние) при полном использовании прочности материала (первое предельное состояние); максимальную высоту h_{max} , которая возможна в пределах заданной строительной высоты перекрытия. В первом приближении оптимальная высота сечения может быть принята по упрощенной формуле

$$h_{opt} \approx 6 \sqrt[3]{M/R_s \gamma_c}, \quad (36)$$

а минимальное значение высоты сечения h_{min} из условия предельного прогиба — по табл. 22. При этом для последующего расчета не рекомендуется принимать высоту балки менее h_{min} , ввиду повышенного расхода материала и более h_{max} — по архитектурно-конструктивным соображениям. Задавшись толщиной стенки t_w , по табл. 23 в зависимости от полученной высоты уточняют значения h_{opt} по формуле

$$h_{opt} = 1,15 \sqrt{M/R_s \gamma_c t_w}. \quad (37)$$

Затем определяют минимально необходимую толщину стенки балки из условия наибольших касательных напряжений в сечении с максимальной поперечной силой по формуле

$$t_{w,min} = 3Q/2 h_{opt} R_s. \quad (38)$$

После этого назначают высоту стенки балки h_w и толщину стенки t_w , учитывая, что толщина двух полок ориентировочно будет равна $4t_w$.

Минимально необходимую площадь сечения одного пояса балки исходя из необходимости восприятия расчетного изгибающего момента определяют по формуле

$$A_f = 3M/4R_y \gamma_c h. \quad (39)$$

Ширина пояса может быть определена по формуле

$$b_f = A_f/2t_w. \quad (40)$$

При этом следует учитывать конструктивные требования по удобству закрепления балки ($b_f \geq 180$ мм) и обеспечению общей устойчивости балки:

$$b_f \geq (1/3 - 1/5) h, \quad (41)$$

а также требования по обеспечению местной устойчивости выступающей части пояса для стали с расчетным сопротивлением по пределу текучести $R_y = 210$ МПа

$$b_f \leq 30t_f \quad (42)$$

для низколегированных сталей других марок

$$b_f \leq 30t_f \sqrt{210/R_y}. \quad (43)$$

После подбора сечения сварной балки определяют фактический момент инерции сечения J , момент сопротивления сечения W и статический момент сечения S соответственно по формулам:

$$J = (t_w h_w^3/12) + 2y A_f; \quad (44)$$

$$W = 2J/h; \quad (45)$$

$$S = A_f y + (A_w/2)(h_w/4), \quad (46)$$

а затем проверяют прочность и жесткость принятого сечения по формулам (12), (13) и (14).

Статический расчет перфорированных балок (рис. 41) производят по аналогии с расчетом безраскосных ферм. В расчетных сечениях возникают изгибающие моменты M от внешних нагрузок, а также местные изгибающие моменты от действия поперечной силы Q . Для балки, симметричной относительно оси изгиба $x-x$, проверяют нормальные напряжения в двух характерных точках 1 и 2 соответственно по формулам:

$$(M h_1/J_x) + (Q_1 a/2W_{1,max}) \leq R_{y1} \gamma_c; \quad (47)$$

$$(M d_1/J_x) + (Q_1 a/2W_{1,min}) \leq R_{u1} \gamma_c/\gamma_{u1} \quad (48)$$

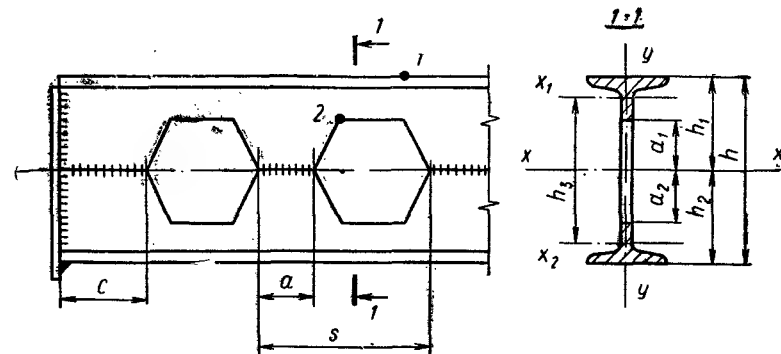


Рис. 41. К расчету балки с перфорированной стенкой

а также касательных напряжений по формуле

$$Q_2 s/t a h_2 \leq R_s \gamma_c, \quad (49)$$

где M — изгибающий момент в сечении балки; $Q_1 = Q/2$ — поперечная сила, воспринимаемая одним тавровым сечением; Q — поперечная сила в сечении балки; Q_2 — поперечная сила в сечении балки на расстоянии $(c+s-0,5a)$ от опоры (рис. 41); $W_{1,max}$ и $W_{1,min}$ — наибольший и наименьший моменты сопротивления таврового сечения; J_x — момент инерции сечения балки с отверстием.

3.3. ПОНЯТИЕ ОБ УСТОЙЧИВОСТИ СТАЛЬНЫХ БАЛОК. КОНСТРУКЦИЯ РЕБЕР ЖЕСТКОСТИ

Явление, при котором балка теряет устойчивость и изменяет форму при изгибе, называется потерей общей устойчивости балки. В этом положении происходит кручение балки, отклонение поясов в плане (рис. 42). При общей потере устойчивости в балке возникает сложное напряженное состояние, связанное с появлением изгиба в вертикальной плоскости $x-x$, горизонтальной плоскости $y-y$ и кручения вокруг продольной оси балки.

Расчет на общую устойчивость балок двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости стенки, производят по формуле

$$M/\varphi_b W_c \leq R_y \gamma_c, \quad (50)$$

где W_c — момент сопротивления сжатого пояса балки; φ_b — коэффициент общей устойчивости балок (п. 5.15 СНиП II-23-81).

Потеря общей устойчивости при изгибе в плоскости стенки зависит от отношения расчетной длины балки l_{ef} к ширине полки b_f . Приближенно можно считать, что при $l_{ef}/b_f \leq 13$ балку на общую устойчивость можно не проверять. Балка не теряет также общую устойчивость в том случае, когда нагрузка на нее передается через железобетонные плиты или профилированный настил, прикрепленные сваркой или болтами к сжатому поясу балки.

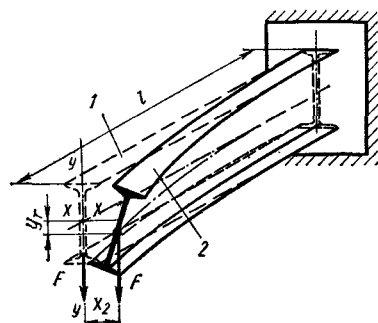


Рис. 42. Форма потери общей устойчивости консольной балки

1 — первоначальное состояние балки;
2 — изменение формы при потере устойчивости

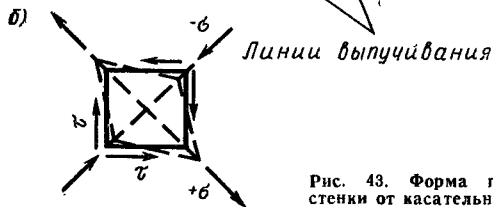
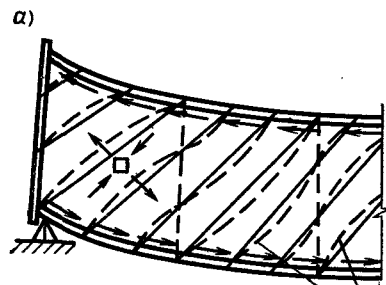


Рис. 43. Форма потери местной устойчивости стенки от касательных напряжений (а—в)

Наряду с общей потерей устойчивости в балках может произойти местная потеря устойчивости стенки от касательных напряжений (преимущественно вблизи опор) (рис. 43), устойчивость стенки и пояса от нормальных напряжений (рис. 44) и от одновременного действия нормальных и касательных напряжений, а также потеря устойчивости сжатого пояса балки от действия нормальных напряжений (рис. 45).

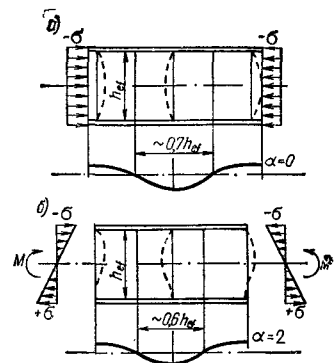
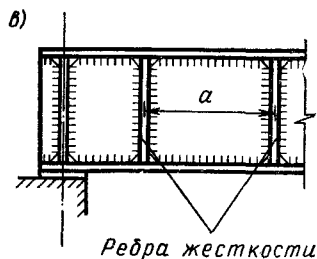


Рис. 44. Формы потери (а, б) местной устойчивости стенки от нормальных напряжений

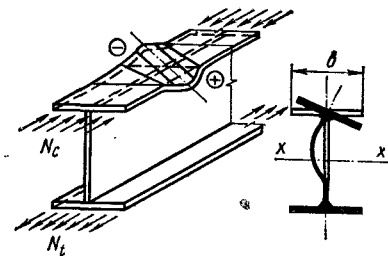


Рис. 45. Форма потери устойчивости сжатого пояса балки и стенки от действия нормальных напряжений

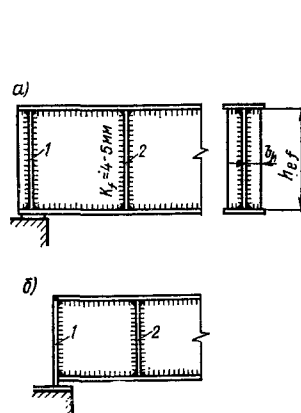


Рис. 46. Конструкции поперечных ребер жесткости в сварных балках (а, б)

1 — опорное ребро; 2 — ребро жесткости

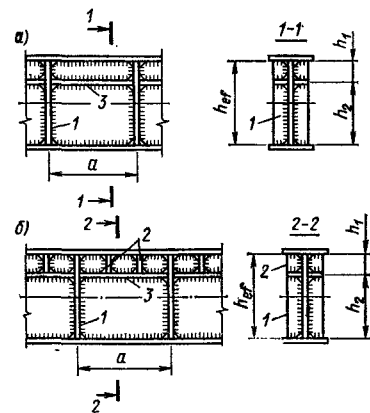


Рис. 47. Фрагменты балок, укрепленных поперечными основными ребрами и дополнительным продольным ребром (а, б)

1 — основное поперечное ребро;
2 — короткое поперечное ребро; 3 — дополнительное продольное ребро

Вблизи опоры стенка балки может потерять устойчивость (см. рис. 43, а) и выпучится под влиянием сжатия, образуя волны, наклонные к продольной оси балки под углом 45° . Для предупреждения выпучивания ставят поперечные вертикальные ребра жесткости (см. рис. 43, в), пересекающие возможные волны выпучивания. Шаг ребер зависит от гибкости стенки, наличия одно-

ронных или двусторонних швов, прикрепляющих пояса к стенке, и от других факторов.

В первом приближении расстояния между поперечными основными ребрами жесткости в зависимости от гибкости стенки можно принимать равными $a_{max} \leq 2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $2,5 h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$, где $\bar{\lambda}_w$ — условная гибкость стенки, определяемая по формуле

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w) \sqrt{R_y/E}. \quad (51)$$

Ширину выступающей части поперечного ребра b_h при наличии парных симметричных ребер принимают не менее $h_{ef}/30 + 40$ мм, при наличии только одностороннего ребра — не менее $h_{ef}/24 + 50$ мм, при этом толщина ребра t_h должна быть не менее $2b_h \sqrt{R_y/E}$ (рис. 46). Односторонние поперечные ребра жесткости могут быть выполнены из одиночных уголков, приваренных к стенке балки пером.

При высоких тонкостенных балках с соотношением $h_{ef}/t_w > 160 \sqrt{E/R_y}$, наряду с основными поперечными ребрами в сжатой зоне стенки устанавливают горизонтальные продольные ребра (рис. 47, а), а при расположении больших сосредоточенных грузов на полках балки между основными поперечными ребрами сжатая зона дополнительно усиливается промежуточными короткими ребрами (рис. 47, б). При укреплении стенки балки продольными и дополнительными короткими поперечными ребрами конструктивно их следует доводить до соответствующих основных поперечных ребер, продольных ребер и полок балки. Отсеки стенки между ребрами при реальном проектировании рассчитывают на устойчивость с учетом возникающего напряженного состояния.

3.4. СТЫКИ ПРОКАТЫХ И СОСТАВНЫХ БАЛОК. УЗЛЫ КРЕПЛЕНИЯ БАЛОК

Стыки бывают заводскими, выполняемыми на заводе с целью увеличения длины элементов, входящих в отдельный отправочный элемент, и монтажными, изготовляемыми на строительной площадке; они предназначены для сопряжения отдельных отправочных элементов в рабочую конструкцию (рис. 48). Количество монтажных стыков и их размещение проектируют по условию транс-

портировки. Монтажные стыки значительно дороже заводских, так как они требуют дополнительного материала на стыковые накладки и монтажные болты, поэтому их число должно быть минимальным.

Наиболее простым является стык, пояса и стенка которого стыкуются в одном сечении. Однако такой стык в зоне действия максимального изгибающего момента не обеспечивает равнопрочности стыка и основного материала. Вследствие этого в наиболее напряженных зонах устраивают шов вразбежку, выполняя в полках косой стыковой шов, обеспечивающий высокую надежность соединения (рис. 48, а, б). Для уменьшения влияния усадочных деформаций, возникающих при сварке, стыковой шов выполняют в последовательности, показанной цифрами на рис. 48, в. После сварки

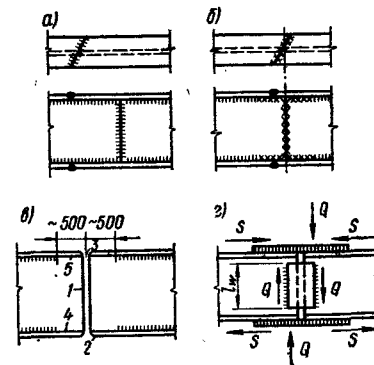


Рис. 48. Стыки балок

а — заводской вразбежку по полкам и стенке; б, в — монтажный совмещенный (цифрами указан порядок сварки стыка); г — стык при помощи накладок

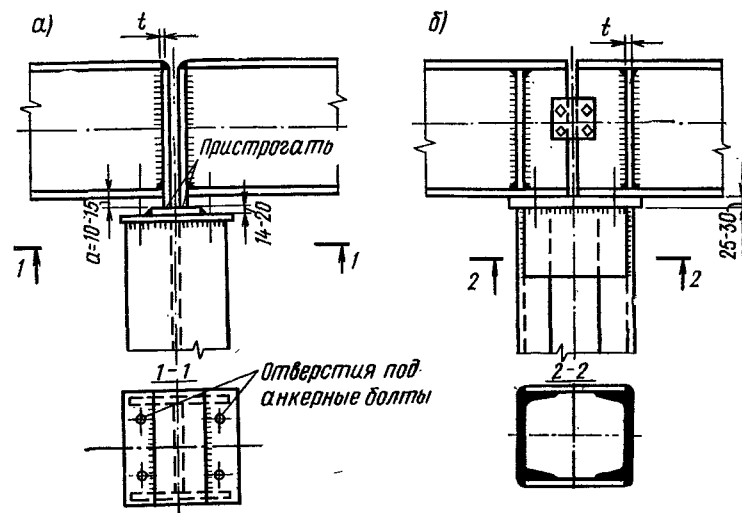


Рис. 49. Варианты (а, б) опирания балок на оголовки колонн

стыкового шва на расстоянии 500 мм по обе его стороны приваривают полки к стенке.

Увеличение надежности стыка в прокатных и составных балках при действии значительных моментов и поперечных сил может быть достигнуто с помощью горизонтальных накладок, устанавливаемых по верхней и нижней полкам и вертикальных двусторонних накладок по стенке балки (рис. 48, з). В этом случае сечение накладки и фланговые сварные швы, прикрепляющие накладку к полке, рассчитывают по усилию S , определяемому по формуле

$$S = (M_b - M_w)/z, \quad (52)$$

где M_b — полный расчетный изгибающий момент в стыке балки; $M_w = M_b (J_w/J_b)$ — изгибающий момент, воспринимаемый стенкой балки; J_w и J_b — моменты инерции стенки и полного сечения балки; z — расстояние между центрами верхней и нижней полок.

Швы, прикрепляющие накладку к стенке балки, определяют соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления по формулам:

$$\tau_f = Q/2k_f l_w \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (53)$$

$$\tau_z = Q/2k_f l_w \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c. \quad (54)$$

Балки опираются на колонны сверху или примыкают сбоку. В одноэтажных промышленных и гражданских зданиях преимущественное применение имеет первый случай, варианты которого в зависимости от конструктивного решения колонны показаны на рис. 49.

В первом варианте (рис. 49, а) балка опирается на колонну шарнирно-вертикальным опорным ребром жесткости, выпущенным за габарит нижней полки на 10—15 мм. Торцы опорных ребер жесткости для обеспечения требуемой площадки смятия пристроиваются к центрирующей пластине, привариваемой к опорной плите оголовка колонны. При опирании балок на двухветвевую колонну (рис. 49, б) опорные ребра жесткости удалены от торца балки и совпадают с плоскостью стенок ветвей колонны. В этом случае необходимы пригонка и приварка опорных ребер жесткости не только к стенке балки, но и к ее полкам.

При таких вариантах опирания опорная реакция воспринимается условной стойкой, состоящей из сечения ре-

бер жесткости и полосы стенки шириной $0,65 t \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра:

$$N \leq (b_h t_s + 0,65 t \sqrt{E/R_y}) R_p \text{ при } a \leq 1,5t, \quad (55)$$

$$N \leq (b_h t_s + 0,65 t \sqrt{E/R_y}) R_y \text{ при } a > 1,5t; \quad (56)$$

В случае примыкания балок к колоннам сбоку различают шарнирное и жесткое решение узла сопряжения. При шарнирном опирании крепление не препятствует свободному повороту балки в опорном узле, что определяет работу балки как однопролетной разрезной системы (рис. 50).

В зависимости от назначения балка может примыкать либо к полке колонны (рис. 50, а, з, д), либо к стенке колонны (рис. 50, б, в). Передача опорной реакции балки на колонну осуществляется через болтовое фланцевое соединение (рис. 50, а, б) или с помощью опорных столиков в виде плоской пластины или неравнополочного уголка (рис. 50, в, з, д), приваренных к полкам или стенке колонны. С точки зрения удобства производства работ передача опорной реакции через опорный столик предпочтительна. Расчет сварных швов, прикрепляющих опорные столики к колонне, производят по формулам (53) и (54).

Жесткое крепление балок к колоннам предусматривают в случае проектирования рамного каркаса или тогда, когда балка перекрытия выполняет одновременно и функцию балки-распорки в вертикальных связях каркаса (рис. 51). При жестком креплении верхняя и нижняя полки балки при помощи горизонтальных планок (рис. 51, а) или косынок вертикальных связей (рис. 51, б) прикрепляют к колоннам жестко, что препятствует повороту балки в опорном узле.

Стыковые планки и косынки воспринимают горизонтальные составляющие силы $S = M/h$, возникающие от действия изгибающего момента в опорном узле. Опорная реакция при жестком креплении балки передается на колонну способом, аналогичным передаче опорной реакции при шарнирном креплении балки к колонне. Применение жесткого узла более трудоемко по сравнению с шарнирным, но на 30 % позволяет снизить расход металла на балки.

Узлы крепления балок к балкам также могут быть шарнирными и жесткими (рис. 52). Предпочтение следу-

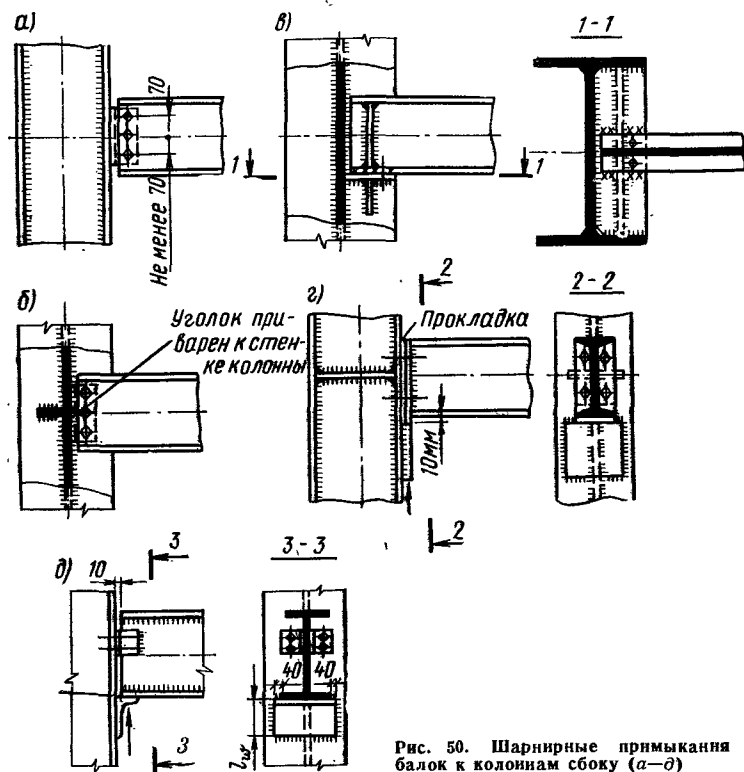


Рис. 50. Шарнирные примыкания балок к колоннам сбоку (а-г)

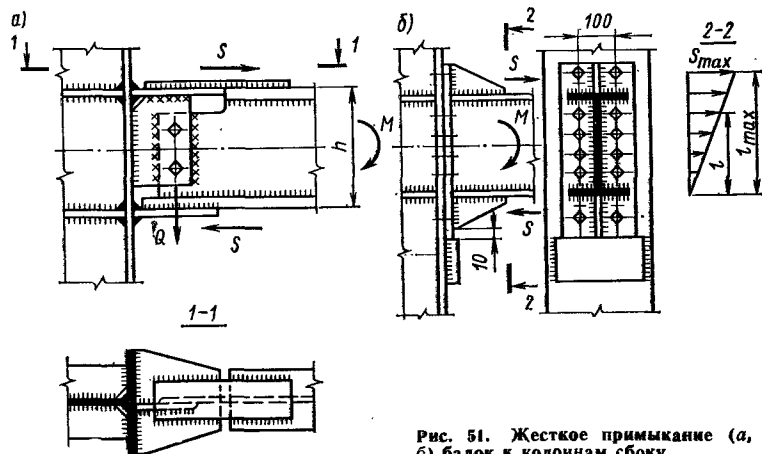


Рис. 51. Жесткое примыкание (а, б) балок к колоннам сбоку

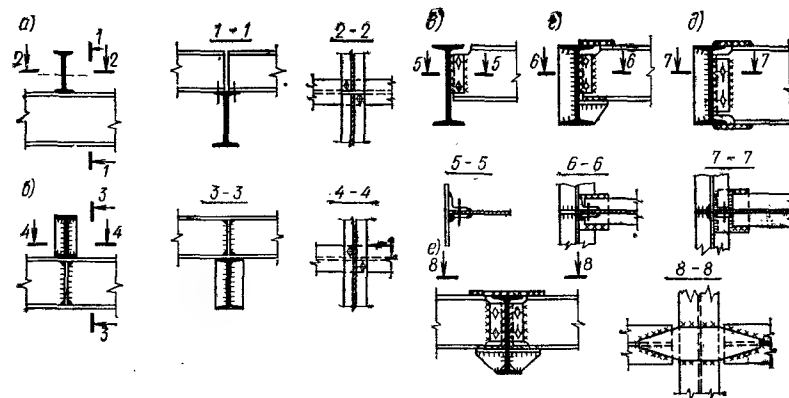


Рис. 52. Узлы крепления балок к балкам
а-в — шарнирные; г-е — жесткие

ет отдавать шарнирным узлам как наиболее простым в производстве работ. При одностороннем примыкании вспомогательных балок к главным (рис. 52, а-в) от изгиба вспомогательных балок возникает кручение главной балки, что крайне нежелательно. Для предотвращения этого явления в стыке с противоположной вспомогательной балкой стороны устраивают ребро жесткости, а под вспомогательную балку вводят косынку, привариваемые к стенке и полкам главной и вспомогательной балок (рис. 52, г, д).

Жесткое крепление балок к балкам делают, как правило, в случае двустороннего примыкания вспомогательных балок к главным (рис. 52, е). Конструктивно такое сопряжение выполняют подобно жесткому стыку балки с колонной.

Соединение поясов со стенкой в сварных балках осуществляют непрерывными угловыми швами. Швы препятствуют взаимному сдвигу пояса и стенки, вследствие чего в них возникают касательные напряжения, являющиеся функцией воздействия поперечной силы (рис. 53). Следовательно, наибольшие значения касательных напряжений будут возникать вблизи опоры.

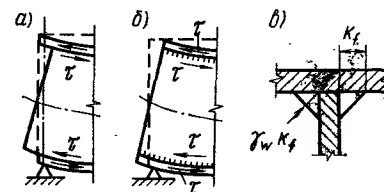


Рис. 53. К расчету соединения поясов со стенкой

а — сдвиг при изгибе; б — действие касательных напряжений, воспринимаемых сварными швами; в — сечение по стыку полки со стенкой

Толщину сварного шва, прикрепляющего полку к стенке, определяют из условий работы по металлу шва и по металлу границы сплавления по формулам:

$$k_{ff} = QS_m / 2J_b R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (57)$$

$$k_{fz} = QS_m / 2J_b R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (58)$$

где S_m — статический момент полки относительно нейтральной оси балки; J_b — момент инерции полного сечения балки относительно нейтральной оси.

Расчет и конструирование прессованных и сварных балок из алюминиевых сплавов производят аналогично стальным балкам. Однако учитывая большую деформативность балок из алюминиевых сплавов, их минимальная высота должна быть больше, чем у стальных балок, поэтому значения h_{min} и h_{opt} для балок из алюминиевых сплавов определяют соответственно по формулам:

$$h_{min} = (R_y l_{ef} / 3,4 \cdot 10^4 \gamma_b) [f / l]; \quad (59)$$

$$h_{opt} = 1,6 \sqrt{W / t}. \quad (60)$$

При конструировании балок из алюминиевых сплавов следует принимать $h \leq 5b$.

Коэффициент ϕ_b при проверке общей устойчивости алюминиевой балки должен приниматься с учетом изменений № 191 гл. СНиП II-24-74 «Алюминиевые конструкции».

Глава 4. КОЛОННЫ

4.1. ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

Колонны предназначены для передачи нагрузки от балочных клеток, ферм покрытий, рабочих площадок и других конструкций на нижележащие или на фундаменты. В центрально-сжатых колоннах равнодействующая сила приложена по оси колонны и вызывает центральное сжатие расчетного поперечного сечения. Центрально-сжатые колонны, так же как и внецентренно сжатые, состоят из трех основных частей, выполняющих определенную функцию: оголовка, стержня и базы (башмака) (рис. 54). Случай центрально-сжатых колонн имеет место в одноэтажных (рис. 54, а, б) и многоэтажных (рис. 54, в) гражданских и промышленных зданиях, когда го-

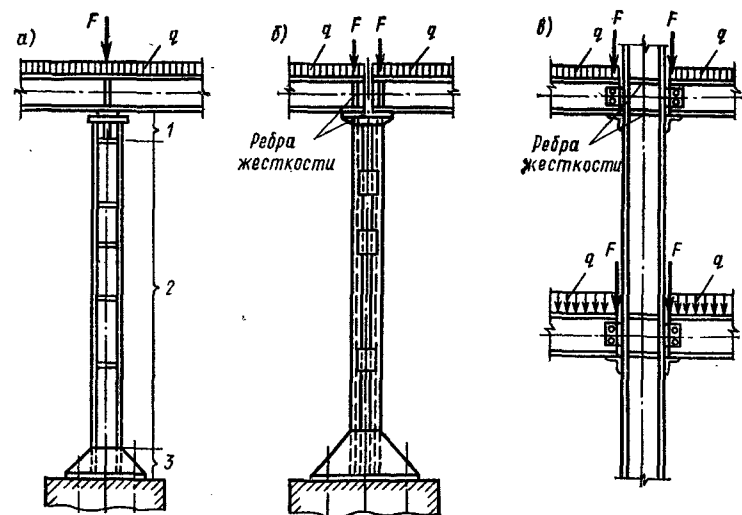


Рис. 54. Центрально-сжатые колонны

а — сплошная; б — сквозная; в — сплошная в многоэтажном здании; 1 — оголовка; 2 — стержень; 3 — база

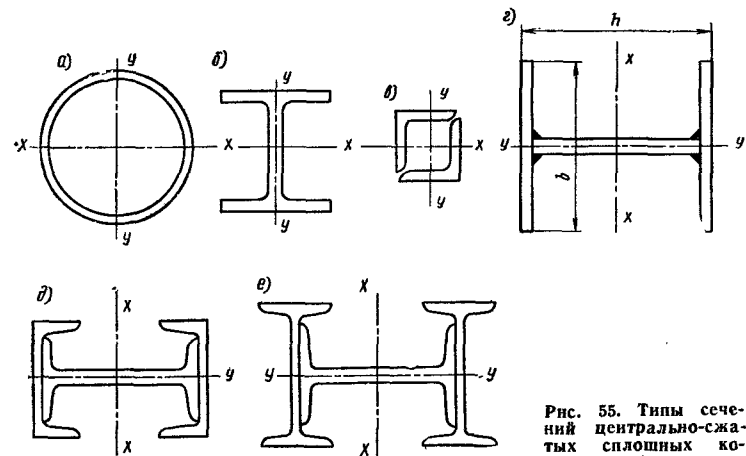


Рис. 55. Типы сечений центрально-сжатых сплошных колонн (а—е)

ризональные усилия воспринимаются системой вертикальных связей.

По типу сечений различают сплошные колонны, состоящие из прокатных двутавров или труб или различных комбинаций открытых профилей (рис. 55), и сквоз-

ные, состоящие из двух или четырех ветвей, соединенных между собой планками или решетками из уголков или швеллеров (рис. 56). Соединение ветвей на планках применяют тогда, когда расстояние между осями ветвей не превышает 500—600 мм. При больших расстояниях планки получаются тяжелыми, поэтому целесообразно применять решетку из одиночных уголков.

При проектировании центрально-сжатых колонн, закрепленных только по концам, стремятся к обеспечению ее равноустойчивости относительно главных осей инерции сечения $x-x$ и $y-y$. Исходя из этого наиболее рациональными типами сечений для сравнительно коротких колонн являются широкополочный двутавр, труба и сварное двутавровое сечение, составленное из трех листов. При большой длине и небольших нагрузках сквозные колонны более эффективны по расходу материала, чем сплошные, но имеют трудности крепления примыкающих балок, особенно в случаях примыкания балок по длине стержня.

Расчет центрально-сжатой колонны начинают с определения расчетной продольной силы с грузовой площади колонны (рис. 39):

$$N = A_3 F_{tot}, \quad (61)$$

где F_{tot} — суммарная интенсивность всех постоянных и временных нагрузок, приведенная к 1 м² грузовой площади; A_3 — грузовая площадь колонны.

Требуемая площадь сечения колонны может быть определена из условия обеспечения устойчивости центрально-сжатого стержня по формуле

$$A_{cal} = N / \varphi R_y \gamma_c. \quad (62)$$

Для предварительного расчета коэффициент продольного изгиба φ принимают для стальных колонн 0,75—0,85; для алюминиевых 0,6—0,75. По найденному значению A_{cal} стержень сплошной колонны из прокатных профилей находят путем подбора профиля по сортаменту, у которого значения площади $A \geq A_{cal}$.

Для сплошных двутавровых стержней, составленных из трех стальных листов, при назначении размеров сечения руководствуются следующими соображениями: для поясов применяют листы толщиной $t_f = 8—40$ мм, для стенки — толщиной $t_w = 6—16$ мм; высоту и ширину сечения колонны в зависимости от допустимой гибкости принимают в пределах $(1/14—1/29) N$ (табл. 24). При зна-

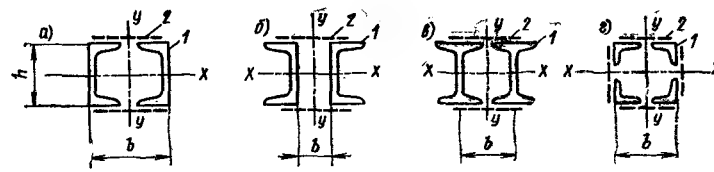


Рис. 56. Типы сечений центрально-сжатых сквозных колонн (а—г)

1 — сечение; 2 — решетка

чительных продольных силах гибкость колонн рекомендуется принимать в пределах $\lambda = 60—90$, но не более 120 (СНиП II-23-81, табл. 19).

После назначения сечения определяют его фактические геометрические характеристики: A , i_x , i_y , λ_x , λ_y , φ_x , φ_y и, сопоставляя φ_x и φ_y , определяют значения φ_{min} . Сечение считается подобранным, если в результате проверки напряжений по формуле (10) нет перенапряжения, а процент недонапряжения не превышает 5 % для сварных и комбинированных профилей или его невозможно уменьшить в пределах сортамента прокатных профилей.

При расчете центрально-сжатых стержней приближенные значения радиусов инерции сечения могут быть определены по табл. 25. Моменты инерции сварного двутаврового сечения относительно главных осей могут быть определены по формулам:

$$J_x = (t_w h_w^3 / 12) + 2A_f (h_w / 2 + t_f / 2)^2, \quad (63)$$

$$J_y = 2t_f b_f^3 / 12. \quad (64)$$

Для центрально-сжатых колонн также выполняют условие предельного отношения расчетной высоты стенки h_{ef} к ее толщине в зависимости от значения условной гибкости $\bar{\lambda}$, определяемой по формуле (51). Для двутаврового сечения соблюдают следующие условия:

$$h_{ef} / t = \sqrt{E / R_y} \text{ при } \bar{\lambda} \leq 0,8; \quad (65)$$

$$h_{ef} / t = (0,36 + 0,8 \bar{\lambda}) \sqrt{E / R_y}, \text{ но не более } 2 \sqrt{E / R_y} \text{ при } \bar{\lambda} > 0,8. \quad (66)$$

Для других типов сечения значения h_{ef} могут быть определены по табл. 27 СНиП II-23-81.

ТАБЛИЦА 24. ПРИБЛИЖЕННЫЕ ГАБАРИТЫ КОЛОНН

Наименование сечения	Габариты при гибкостях, мм		
	$\lambda=60$	$\lambda=90$	$\lambda=120$
Сварной широкорысчатый двутавр	$h \approx b \approx H/14$	$h \approx b \approx H/21$	$h \approx b \approx H/29$
Трубчатое сечение	$h \approx b \approx H/21$	$h \approx b \approx H/31$	$h \approx b \approx H/42$
Замкнутое из двух уголков	$h \approx b \approx H/24$	$h \approx b \approx H/36$	$h \approx b \approx H/48$
Сквозное из двух швеллеров	$h \approx b \approx H/23$	$h \approx b \approx H/34$	$h \approx b \approx H/45$
Сквозное из четырех уголков	$h \approx b \approx H/26$	$h \approx b \approx H/39$	$h \approx b \approx H/52$

Сквозные стержни рассчитывают на устойчивость по формуле (62) при условии определения значений коэффициента продольного изгиба по формулам (67) — (69) в зависимости от значения условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y/E}$, определяемой по табл. 7 СНиП II-23-81

$$\varphi = 1 - (0,073 - 5,53R_y/E) \bar{\lambda}_{ef} \sqrt{\bar{\lambda}_{ef}} \quad \text{при } 0 < \bar{\lambda}_{ef} \leq 2,5; \quad (67)$$

$$\varphi = 1,47 - 13R_y/E - (0,0371 - 27,3R_y/E) \bar{\lambda}_{ef} + (0,0275 - 5,53R_y/E) \bar{\lambda}_{ef}^2 \quad \text{при } 2,5 < \bar{\lambda}_{ef} \leq 4,5; \quad (68)$$

$$\varphi = 332/\bar{\lambda}_{ef}^2 (51 - \bar{\lambda}_{ef}) \quad \text{при } \bar{\lambda}_{ef} > 4,5. \quad (69)$$

Планки и решетки сквозной колонны обеспечивают совместную работу всех ветвей и значительное увеличение жесткости стержня колонны в целом. При конструировании сквозных колонн с решетками (рис. 57, а, б) гибкость отдельных ветвей между узлами принимают не более 80 и не более значения $\bar{\lambda}_{ef}$ стержня в целом. В составных стержнях с планками (рис. 57, в) гибкость отдельных ветвей на участке между планками не должна быть более 40.

Расчет соединительных элементов в виде решетки или планок выполняют на условную поперечную силу Q_{fic} .

Таблица 25. Приближенные значения радиусов инерции сечения

принимая постоянную по всей длине стержня и определяемую по эмпирической формуле

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} A E \beta [(2330 R_y/E) - 1], \quad (70)$$

где β — коэффициент, принимаемый равным меньшему из двух значений: φ_{min}/φ или $\sigma/\varphi R_y$; φ — коэффициент, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов; φ_{min} — меньший из коэффициентов продольного изгиба в плоскости соединительных элементов.

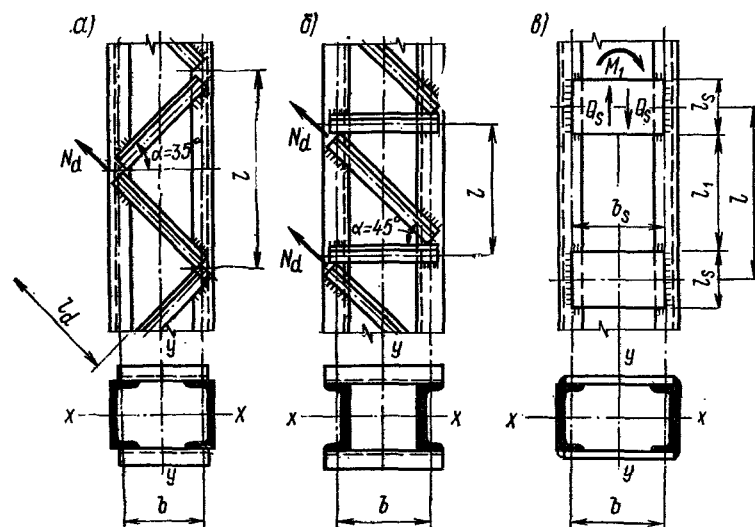


Рис. 57. Типы решеток сквозных колонн
а — треугольная; б — раскосная; в — с планками

ного элемента или в плоскости, перпендикулярной ей;
 $\sigma = N/A$ — напряжение сжатия в элементе.

Расчет соединительных решеток производят аналогично расчету элементов ферм, где усилие в раскосе может быть определено по формуле

$$N_d = Q_{fic} / \cos \alpha n, \quad (71)$$

где α — угол наклона решетки к поперечной оси сечения; n — число элементов решеток, лежащих в одном уровне.

Расчет соединительных планок выполняют аналогично расчету безраскосных ферм на действие силы F , срезающей планку, и момента M_1 , изгибающего планку в ее плоскости (рис. 57, в):

$$F = Q_s l / b, \quad (72)$$

$$M_1 = Q_s l / 2, \quad (73)$$

где Q_s — условная поперечная сила, определяемая через Q_{fic} в зависимости от числа соединительных пластинок, установленных в одном уровне стержня.

Уголки и планки решетки заводят на ветви колонны из условия размещения сварных швов, которыми их крепят к полкам прокатных профилей. Для планок эта величина принимается не менее 20—30 мм.

4.2. ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

Внецентренно сжатой колонной считается колонна, в расчетном сечении которой действуют продольная сила N и изгибающий момент M . Такие колонны широко применяют в каркасах производственных зданий (с крановыми нагрузками и без них).

В зависимости от конструктивного решения стержня различают три типа внецентренно сжатых колонн производственных зданий.

постоянного по высоте сечения (рис. 58, а) с консолью для подкрановой балки, применяемые при высоте до нижнего пояса фермы не более 12 м, и грузоподъемностью мостовых кранов не более 20 т;

переменного по высоте сечения (ступенчатые) (рис. 58, б, в) сплошные и сквозные широко применяемые в каркасах промышленных зданий при большей градации грузоподъемности мостовых кранов (более 20 т). Верхнюю (надкрановую) часть этих колонн выполняют в виде сплошного двутаврового сечения. Нижняя часть колонн, состоящая из шатровой и подкрановой ветвей, имеет связь между ветвями в виде сплошного листа или в виде сквозной решетки из уголков;

раздельного типа (рис. 58, г), применяемые в цехах с тяжелым режимом работы при грузоподъемности кранов более 150 т и сравнительно небольшой высоте (до 20 м). В таких колоннах ветви жестко связаны между собой гибкими в вертикальной плоскости планками. В результате каждая из ветвей выполняет самостоятельную функцию: основная шатровая ветвь работает в системе поперечной рамы, воспринимая нагрузку от покрытия, стенового ограждения и от поперечного воздействия мостовых кранов; подкрановая стойка работает как центрально-сжатая от действия только вертикального давления мостовых кранов. Характерные типы сечений подкрановой части сплошных и сквозных внецентренно сжатых колонн показаны на рис. 59.

При проектировании внецентренно сжатых колонн их габариты назначают предварительно по конструктивным соображениям. Приблизительно высоту сечения h колонн различного типа можно задать, пользуясь соотношениями табл. 26. Сплошные сечения обладают большей жесткостью, чем сквозные, они проще в изготовлении, однако назначать их следует при высоте сечения h не

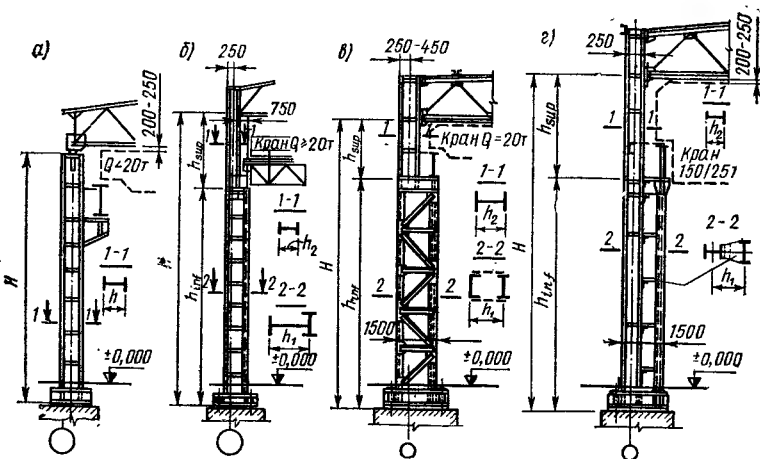


Рис. 58. Основные типы внецентренно сжатых колонн промышленных зданий
а — сплошная постоянного сечения; б — сплошная ступенчатая; в — сквозная ступенчатая; г — сквозная раздельная

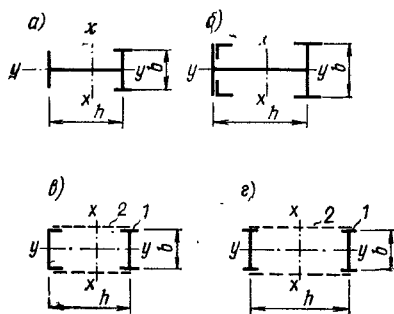


Рис. 59. Типы сечений подкрановой части ступенчатых колонн

а, б — сплошных; в, г — сквозных; 1 — сечение; 2 — решетка

Расчет внецентренно сжатых колонн производят с учетом их работы в системе поперечного каркаса здания, поэтому расчетные усилия в колоннах определяют с помощью ЭВМ, позволяющих учитывать различные комбинации усилий в элементах каркаса (см. п. 6.3). Гибкость внецентренно сжатых колонн назначается аналогично центрально-сжатым колоннам. После определе-

более 1,2 м. При большей высоте их применение экономически нецелесообразно.

Размеры колонны по высоте также определяют конструктивно с учетом высоты технологического оборудования, глубины заложения фундаментов, габарита мостовых кранов и расстояния между верхом габарита крана и низом конструкции покрытия, которое обычно принимают 200—250 мм.

ТАБЛИЦА 26. МИНИМАЛЬНЫЕ СООТНОШЕНИЯ МЕЖДУ ВЫСОТОЙ СЕЧЕНИЯ И ДЛИНОЙ НАДКРАНОВОЙ И ПОДКРАНОВОЙ ЧАСТЕЙ КОЛОННЫ

$l, l_1, l_2, \text{ м}$	Колонны постоянного сечения h/l	Колонны переменного сечения и раздельного типа		
		в подкрановой части h_1/l_1		в надкрановой части h_2/l_2
		сплошные	сквозные	
До 10—12	1/15	1/10—1/14	1/9—1/12	1/8—1/12
15—20	1/18	1/12—1/16	1/11—1/14	
25—30	1/20	1/15—1/20	1/13—1/17	

ния расчетных продольной силы и изгибающего момента производят расчет сечений по формулам (16), (17), (18), (21).

4.3. БАЗЫ ОДНОВЕТВЕВЫХ И ДВУХВЕТВЕВЫХ КОЛОНН

Базой называют опорную часть колонны, передающую усилия с колонны на фундамент. Конструктивное решение базы зависит от типа колонны и условий ее закрепления в фундаменте (шарнирное или жесткое). Различают базы центрально-сжатых (рис. 60, а, б) и внецентренно сжатых одноветвевых колонн (рис. 60, в, г, д). Простейшая база состоит из опорной плиты, приваренной к фрезерованному торцу стержня (рис. 60, а). Такое решение целесообразно при небольшой продольной силе в колонне и шарнирном закреплении колонны в фундаменте.

При увеличении продольной силы площадь опорной плиты значительно возрастает, а следовательно, возникает необходимость (для сохранения минимальной толщины плиты) вводить ребра жесткости (рис. 60, б, в). В этом случае траверса служит для более равномерного распределения усилия от колонны на плиту и увеличивает несущую способность плиты в ее работе на изгиб от реактивного давления фундамента.

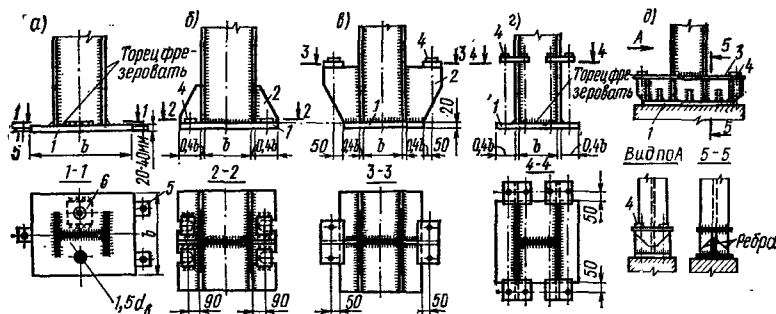


Рис. 60. Типы баз одноветвевых колонн

а — центрально-сжатых с фрезерованным торцом стержня; б, в — то же, с передачей усилия через сварные швы; г, д — внецентренно сжатых; 1 — опорная плита; 2 — ребра жесткости; 3 — лист траверсы; 4 — анкерные болты; 5 — установочные проушины с винтами; 6 — шайба

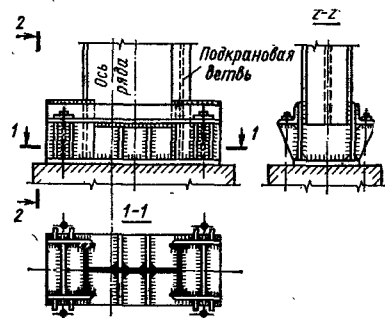


Рис. 61. Башмак с раздельными траверсами для сплошных колонн ступенчатого типа

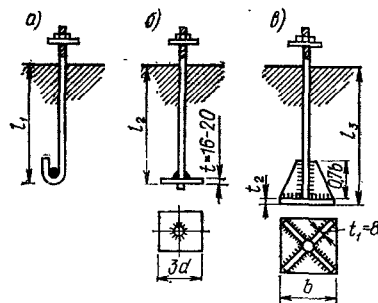


Рис. 63. Типы анкерных креплений

а, б — с передачей усилия за счет сил сцепления; в — с передачей усилия через опорную шайбу

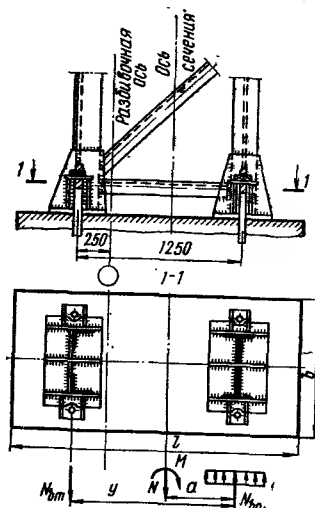


Рис. 62. Башмак с раздельными траверсами для сквозных колонн ступенчатого типа

Площадь опорной плиты A_{pl} обеспечивает передачу усилия от колонны на фундамент и определяют ее по формуле

$$A_{pl} = N / \gamma R_b, \quad (74)$$

где N — расчетная продольная сила в колонне на уровне базы; R_b — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, для предельных состояний первой группы принимаемое равным 6,5; 8 и 13 МПа соответственно для марок бетона М 150, М 200 и М 300; γ — коэффициент увеличения R_b в зависимости от соотношения площади верхнего обреза фундамента A_f к рабочей площади опорной плиты $\gamma = \sqrt[3]{A_f/A_{pl}}$, но не более 1,5.

Толщину опорной плиты t_{pl} базы можно определить по формуле

$$t_{pl} \geq \sqrt{6M/R_y}, \quad (75)$$

где M — расчетный изгибающий момент на участках опорной плиты между ребрами жесткости, отнесенный к полосе шириной 1 см.

При небольших усилиях допускается проектирование траверс с передачей усилия от колонны на траверсу через сварные швы (рис. 60, б, в). В колоннах, работающих на внецентренное сжатие, устраивают жесткие базы, развитые в плоскости действия изгибающего момента.

В одноветвевых сплошностенчатых колоннах при небольших изгибающих моментах применяют одностенчатые открытые башмаки из листов 10—12 мм (рис. 60, д), удобные в производстве работ. Для двухветвевых сплошностенчатых колонн применяют башмак с раздельными траверсами, имеющими один опорный лист (рис. 61), а для двухветвевых колонн с раздельными ветвями применяют базы, состоящие из двух самостоятельных башмаков (рис. 62).

В зоне крепления базы к фундаменту кроме вертикальных возникают также горизонтальные поперечные силы, сдвигающие башмак по поверхности фундамента, и изгибающие моменты, отрывающие от фундамента одну часть башмака и прижимающие другую. Сдвиг воспринимается силами трения, возникающими между опорной плитой и фундаментом, а также работой анкерных болтов на срез.

Изгибающий момент воспринимается работой анкерных болтов на растяжение (выдергивание). Глубина заделки анкерных болтов в тело фундамента зависит от величины изгибающего момента и конструкции анкерного устройства (рис. 63). Для центрально-сжатых колонн

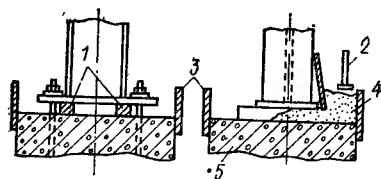


Рис. 64. Устройство для подливки под опорную плиту колонны

1 — металлические подкладки; 2 — трамбовка; 3 — опалубка; 4 — жесткий цементный раствор; 5 — фундамент

где N_{bm} — продольная сила от момента в ветви колонны, отрывающая башмак от фундамента (см. рис. 62); N_{max} — максимальное расчетное усилие, допустимое на один анкерный болт, определяемое по табл. 27.

Один из ответственных этапов возведения колонн — их установка на фундаменты, которая должна обеспечить строгое соблюдение проектных отметок оголовка, опорной площадки подкрановой ветви, а также должна препятствовать просадке колонны в процессе эксплуатации. Наибольшее применение находит способ, основанный на предварительном опирании базы колонны на заранее установленные и выверенные по высоте металлические подкладки толщиной 50—60 мм с последующей подливкой под плиту цементного раствора при постоянном трамбовании (рис. 64).

ТАБЛИЦА 27. НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ АНКЕРНЫХ БОЛТОВ ПРИ $R_y = 140$ МПа

d , мм	20	22	24	27	30	36
N_{max} , кН	315	394	454	598	725	1060

Продолжение табл. 27

d , мм	42	48	56	64	72	76
N_{max} , кН	1400	1870	2620	3450	4420	5010

диаметр анкерных болтов принимают конструктивно равным $d = 22$ —26 мм. Для внецентренно сжатых — диаметр и количество анкерных болтов n_b предусматривают по расчету

$$n_b = N_{bm} / N_{max} = (M - Na) / \gamma N_{max}, \quad (76)$$

4.4. КОНСТРУКЦИЯ ОГОЛОВКОВ, СТЫКИ И ДЕТАЛИ КОЛОНН

Оголовки предназначены для передачи усилия от ферм или балок на стержень колонны. Различают оголовки сплошных и сквозных колонн (рис. 65).

В сплошных колоннах горизонтальный опорный лист оголовка подкрепляют ребрами жесткости, которые одновременно способствуют включению в работу всего расчетного сечения колонны. Для центрирования нагрузки к опорному листу приваривают центрирующую пластинку, ширина которой не превышает 100 мм. В сквозных колоннах (рис. 65, в) под опорным листом устраивают развитое по высоте ребро жесткости, расчет которого производится на поперечную силу и момент, действующие

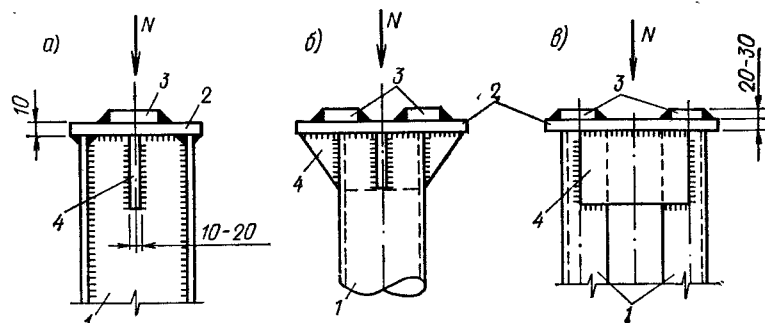


Рис. 65. Типы оголовков

а, б — сплошных колонн; в — сквозных колонн; 1 — стержень колонны; 2 — опорная плита; 3 — центрирующая пластинка; 4 — ребро жесткости

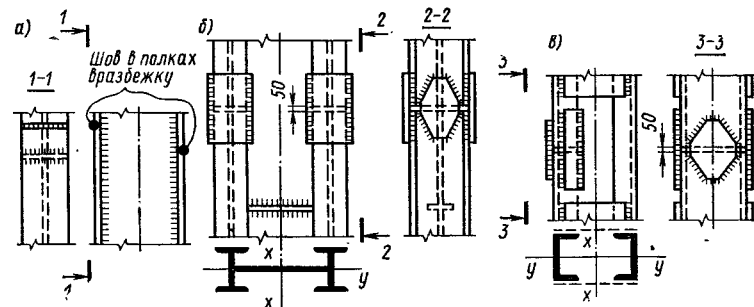


Рис. 66. Заводские сварные стыки колонн (а—в) с элементами из открытых профилей

щие в плоскости этих ребер, подобно расчету соединительных планок в сквозных стержнях (см. рис. 57).

Стыки в колоннах могут быть заводскими и монтажными. Заводские стыки выполняют в стержнях колонны на сварке. Они служат для увеличения длины прокатных профилей или листов, если они не удовлетворяют проектной длине колонны (рис. 66). Стыки должны обеспечить равнопрочность шва и основного металла. При швах встык их располагают вразбежку в полках и стенке (рис. 66, а), а в случае применения накладок допускается устройство стыка в одном сечении (рис. 66, б, в).

В заводских стыках усилия передаются сварными швами. В трубчатых колоннах при равенстве диаметров и толщин стыкуемых труб в центрально-сжатых колоннах применяется сварка встык (рис. 67, а), а во внецентренно сжатых — сварка встык с помощью установки внутри основной трубы короткого трубчатого вкладыша (рис. 67, в). Второй вариант более трудоемок и металлоемок, но более прочен и надежен в эксплуатации. При изменении диаметра трубчатого стержня в стыке устанавливается круглая пластина, толщина которой определяется расчетом, как и в пластине, шарнирно-опертой по контуру (рис. 67, б).

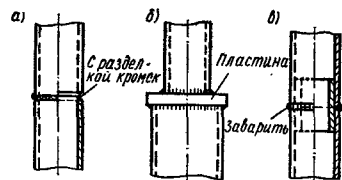


Рис. 67. Заводские сварные стыки (а—в) трубчатых колонн

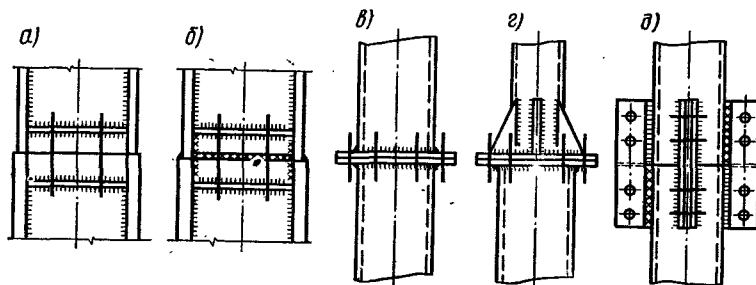


Рис. 68. Варианты монтажных стыков колонн сплошного сечения

а — из открытых профилей при действии сжимающей силы; б — то же, при одновременном действии сжимающей силы и момента; в—д — из трубчатых профилей

ниченных транспортными возможностями, в одно целое. Такие стыки выполняют на строительной площадке, что объясняет повышенные требования к точности их сборки и прочности. Точность сборки обеспечивается применением монтажных болтов, устанавливаемых в заранее подготовленные отверстия, фрезеровкой торцов сопряжения стержней и ветвей колонны, а при необходимости выполнением дополнительного сварного стыка (рис. 68).

При устройстве фланцевых соединений в трубчатых стержнях (рис. 68, в, г) диаметр стыковых пластин должен обеспечивать свободную установку стяжных высокопрочных болтов.

Наиболее напряженными и трудоемкими в изготовлении зонами являются участки прикрепления подкрановых консолей к стержням

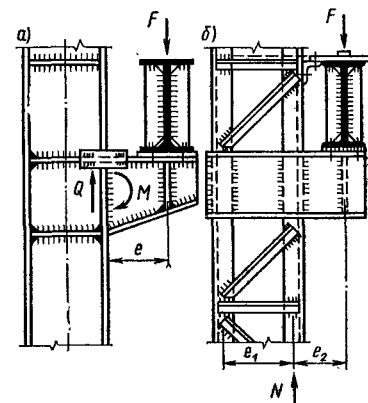


Рис. 69. Опирающие подкрановые балки на консоли

а — в сплошных колоннах; б — в сквозных колоннах

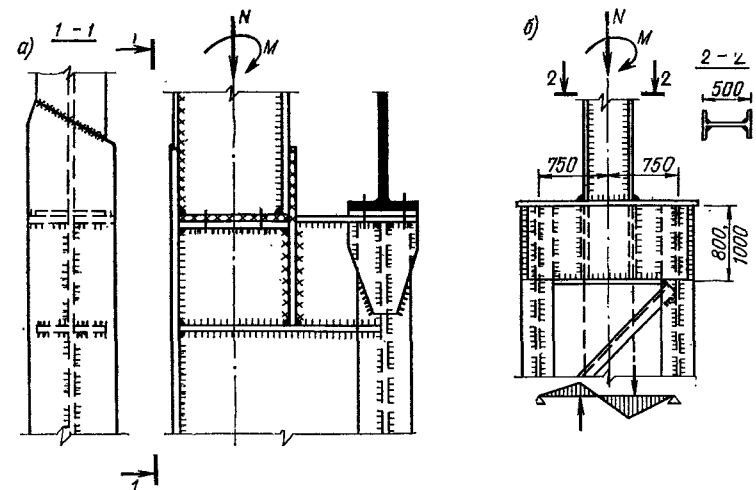


Рис. 70. Вид прикрепления надкрановой части в колоннах ступенчатого типа

а — к сплошной подкрановой ветви; б — к сквозной подкрановой ветви

колонны постоянного по длине сечения (рис. 69), а также зоны сопряжения надкрановой и подкрановой частей ступенчатых колонн (рис. 70). В этих узлах действуют нормальные и поперечные силы, а также значительные изгибающие моменты. Передача этих усилий с элемента на элемент осуществляется расчетными сварными швами. При проектировании следует избегать устройств монтажных стыков в данных зонах колонн.

Глава 5. ФЕРМЫ

5.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СТРОПИЛЬНЫХ ПОКРЫТИЯХ

Стропильные покрытия являются частью ограждающих конструкций, предохраняющих сооружение от атмосферных воздействий. В одноэтажных общественных и промышленных зданиях проектирование стропильных покрытий имеет решающее значение, так как они составляют 30—40 % общей строительной стоимости здания. Выбор конструкции покрытия в значительной степени влияет на объемно-планировочное решение всего сооружения: шаг колонн, устройство верхнего света, кровлю, необходимость подвесных потолков, возможность устройства подвесного оборудования, кранов и т. д.

Различают стропильные покрытия утепленные и холодные. Первые, в отличие от вторых, кроме защиты здания от атмосферных воздействий обеспечивают теплозащиту.

При конструировании стропильных покрытий учитывают характер и воздействие внешних нагрузок, влияние теплопроводности материалов, а также предусматривают меры антикоррозионной и противопожарной защиты.

5.2. СТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ, ОЧЕРТАНИЯ И ТИПЫ РЕШЕТОК

Фермой называют решетчатую сквозную конструкцию, состоящую из отдельных прямолинейных стержней, соединенных между собой в узлах. Работает ферма на изгиб от внешней вертикальной нагрузки, как правило,

приложенной в узлах. Благодаря этому в элементах фермы возникают осевые растягивающие и сжимающие усилия, что обеспечивает возможность наиболее полного использования несущей способности материала, чем в изгибаемых элементах (балках). Целесообразность применения ферм возрастает с увеличением пролета и уменьшением расчетной нагрузки на ферму.

Геометрическая схема фермы определяется очертанием поясов и видом решетки. По очертанию поясов основные типы стропильных ферм бывают с параллельными поясами (рис. 71, а); трапецидальные (рис. 71, б); треугольные (рис. 71, в) и сегментные (рис. 71, г).

Наиболее просты в изготовлении и по форме фермы с параллельными поясами и трапецидальные. Простота изготовления определила возможности их широкого применения в промышленных и гражданских зданиях различного назначения. Благодаря высоким технико-экономическим показателям они успешно применяются при пролетах 18—120 м и имеют сравнительно небольшую строительную высоту по сравнению с фермами других очертаний.

Фермы треугольного очертания имеют наибольшую высоту, поэтому по условиям изготовления и транспортировки их применяют при пролетах не более 36 м. Применение этих ферм в зданиях и сооружениях определяется главным образом использованием мелкогабаритных кровельных материалов (плоских и волнистых асбестоцементных листов, кровельной стали, черепицы и т. п.) в холодных кровлях, требующих больших уклонов (25—45°).

Наиболее экономичными по расходу материала являются сегментные фермы, поэтому эффективность их применения возрастает с увеличением пролета. Однако сегментным фермам подобно треугольным свойственна большая трудоемкость изготовления в связи с большой номенклатурой длин элементов решетки, а также с присущей сегментным фермам кривизной верхнего пояса. Для уменьшения трудоемкости изготовления на практике сегментные фермы заменяются полигональными (со спрямленными в пределах основных узлов элементами верхнего пояса) (рис. 71, е).

Стропильные фермы покрытий могут иметь самые разнообразные очертания, которые отвечают архитектурно-эстетическим и функциональным требованиям про-

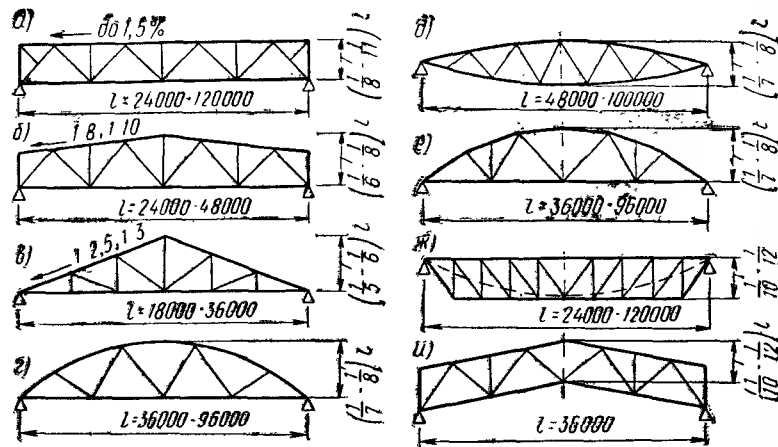


Рис. 71. Стропильные фермы (а—и)

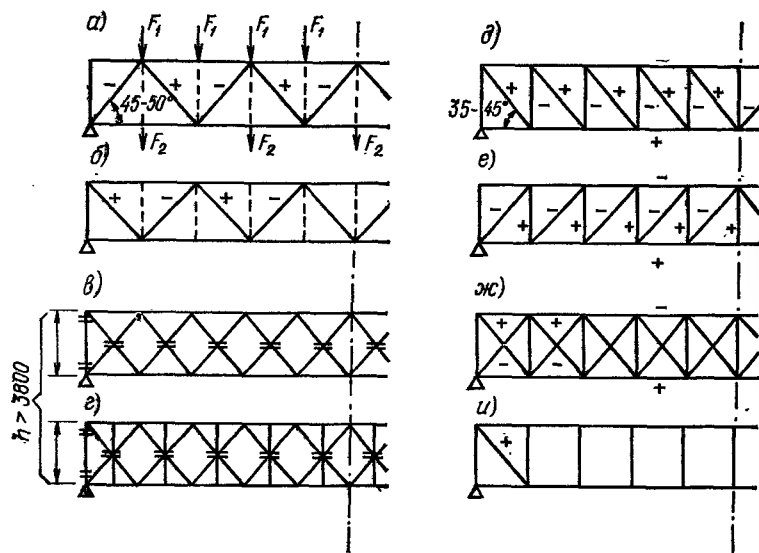


Рис. 72. Системы решеток (а—и) ферм

ектируемого объекта. В общественных зданиях иногда находят применение рычажные (рис. 71, д) и вспарушенные (рис. 71, и) фермы, а в промышленных зданиях —

фермы с параллельными поясами с опиранием на узлы верхнего пояса (рис. 71, ж) и др.

Оптимальная высота ферм из условия минимальной массы и требуемой жесткости (минимальная масса получается при равенстве масс поясов и решетки) имеет отношения высоты фермы к пролету $h/l = 1/4 - 1/5$. Однако в этом случае фермы получаются большой высоты; они неудобны в транспортировке и монтаже, кроме того, превышают объемы здания, поэтому рекомендуемые высоты ферм меньше оптимальных.

Неизменяемость фермы при любой нагрузке достигается устройством решетки, образующей систему треугольников. Расстояние между узлами решетки по верхнему поясу называется панелью фермы l_m , размер которой назначается по ширине стандартных железобетонных плит покрытий 1,5 или 3 м и является кратным модулю 6 м.

Наиболее распространенная решетка — треугольная (рис. 72, а, б), поскольку общая длина ее зигзага и число узлов при ней меньше, чем в фермах с остальными типами решеток. Рациональный угол наклона решетки к нижнему поясу составляет $45-50^\circ$. Недостаток треугольной решетки — значительная длина панелей поясов, особенно при больших пролетах ферм, которая вызывает необходимость внеузловой нагрузки, отрицательно влияющей на эффективность конструкции. Для уменьшения панели в треугольной решетке добавляют стойки, ориентированные из верхнего узла на нижний пояс фермы, и наоборот.

Разновидностью треугольных решеток являются ромбические решетки, обладающие высокой жесткостью и способностью хорошо сопротивляться большим поперечным силам (рис. 72, в, г). При небольших высотах ферм используют раскосные решетки; их особенность заключается в возможности регулирования знака усилия (рис. 72, д, е). Рациональный угол наклона раскосной решетки к нижнему поясу составляет $35-45^\circ$. Для ферм с параллельными поясами и трапецидальных целесообразно проектировать решетки с нисходяще-растянутыми раскосами, а короткие стойки — со сжатыми (рис. 72, д). В фермах треугольного и сегментного очертания в раскосных решетках нисходящие элементы сжаты, а восходящие растянуты. Однако с точки зрения компоновки узла проектируют решетку с нисходящими раскосами.

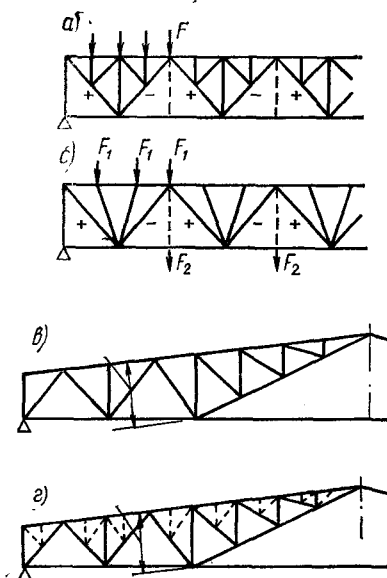


Рис. 73. Системы шпренгельных решеток (а-е)

Уменьшение длины панели верхнего пояса может быть достигнуто также введением в основную решетку фермы специальных шпренгелей (рис. 73, а, б), которые одновременно уменьшают и свободную длину раскосов в плоскости фермы (рис. 73, а).

При проектировании ферм учитывают наибольший возможный габарит, который из условия транспортировки по железной дороге не должен превышать 3,8 м по вертикали и 3,2 м по горизонтали. В том случае, когда по условиям несущей способности невозможно выдерживать указанный габарит монтажной марки, в среднюю зону фермы вводят сложный шпренгель (рис. 73, в, г) или расчленяют ферму по высоте (см. рис. 72, в, г). В практике проектирования промышленных зданий применяют унифицированные типовые стальные фермы пролетами 24, 30 и 36 м (рис. 74).

С целью унификации параметров промышленных зданий пролеты типовых ферм приняты кратными 6 м. В пределах каждого очертания приняты одинаковые ук-

Крестовые решетки (рис. 72, ж) целесообразно применять в фермах, работающих на знакопеременную нагрузку. Достоинство решетки в том, что раскосы в ней работают только на растяжение. При возникновении сжатия в раскосе ввиду его большой гибкости он выключается из работы.

Безраскосные фермы (рис. 72, и) находят применение в междуэтажных перекрытиях, когда межферменное пространство используется в качестве эксплуатируемого этажа. К недостаткам этих ферм относится возникновение значительных изгибающих моментов в поясах и

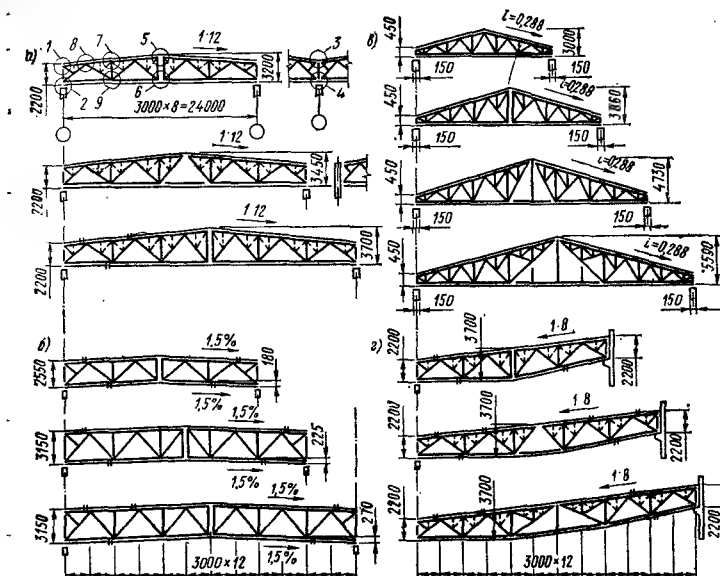


Рис. 74. Типовые унифицированные стропильные фермы

а — трапецидальные (1—9 — узлы фермы); б — с параллельными поясами; в — треугольные; г — односкатные

лоны верхнего пояса, что дает возможность в целях унификации сохранять одинаковую высоту фермы на опоре независимо от величины пролета.

Один из основных показателей эффективности покрытий из ферм — масса конструкции, приведенная к квадратному метру перекрываемой площади. Расход металла на стропильную ферму зависит от величины перекрываемого пролета, расчетной нагрузки и несущей способности материала. Для ферм, выполненных из стали с пределом текучести до 280 МПа и при расчетных нагрузках 25—40 кН/м², собственная масса может быть определена по приближенной формуле

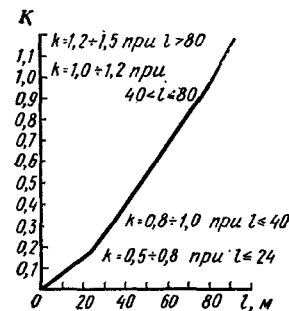


Рис. 75. График собственной массы стропильных ферм

$$m = kl, \quad (77)$$

где k — коэффициент собственной массы, определяемый по графику на рис. 75.

Оптимальный шаг стропильных ферм определяется из условия минимальной суммы расхода металла на фермы и прогоны и составляет 6—12 м, при этом, как показал опыт проектирования, расход металла на 1 м² покрытия почти одинаков.

5.3. КОМПОНОВКА СТРОПИЛЬНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Различают три основные компоновочные схемы стропильного перекрытия (рис. 76).

Беспрогонная схема характеризуется наличием стропильных ферм, перекрывающих основной пролет l , расположенных с шагом 3—12 м и системы связей между ними. Плиты перекрытия, преимущественно железобетонные, укладывают непосредственно на верхние пояса ферм. Это наиболее распространенное решение для одноэтажных промышленных зданий (рис. 76, а).

Нормальная, или прогонная, схема также весьма распространена. Ее применяют в том случае, когда в качестве плит перекрытия используют профилированный настил или небольшие асбестоцементные плиты. В качестве прогонов применяют прокатные или холодногнутые швеллеры, при шаге ферм более 6 м — решетчатые прогоны (рис. 76, б).

Усложненную схему используют при больших пролетах сооружения. Она состоит из тяжелых подстропильных ферм, на которые опираются пролетные стропильные фермы с уменьшенным шагом, а уже по ним укладывают прогоны или плиты (рис. 76, в). Выбор компоновочной схемы ре-

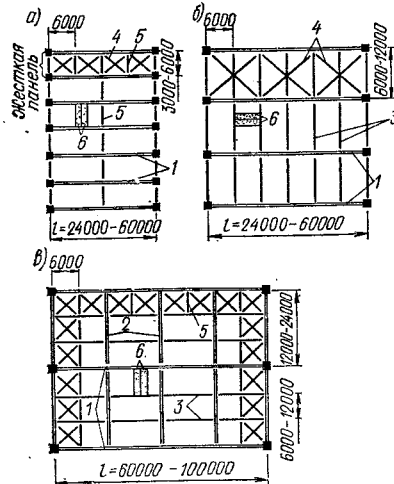


Рис. 76. Конструктивные схемы (а-в) стропильных покрытий

1 — стропильная ферма; 2 — то же, второстепенная; 3 — прогоны; 4 — связи; 5 — распорки; 6 — панели перекрытия

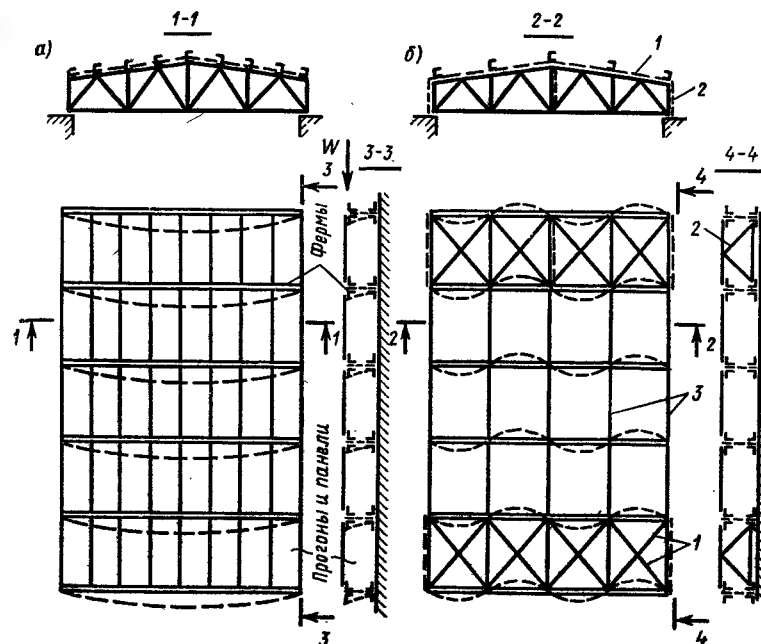


Рис. 77. Пространственная работа стропильного перекрытия

а — деформация ферм при потере устойчивости в системе без связей; б — деформация верхних сжатых поясов ферм при потере устойчивости в системе со связями; 1 — горизонтальные связи; 2 — вертикальные связи; 3 — распорки

шается сравнением вариантов по основным показателям — металлоемкости, трудоемкости изготовления и приведенным затратам.

Общую пространственную жесткость стропильного перекрытия создают фермы, прогоны и система правильно расположенных горизонтальных и вертикальных связей между ними (см. п. 6.1). Сквозная плоская ферма имеет малую горизонтальную жесткость из плоскости и поэтому приобретает устойчивость только в пространственно-жестком блоке с другой фермой. Элементы, соединяющие две фермы в жесткий блок, называются связями (рис. 77, б).

5.4. ЭЛЕМЕНТЫ КРОВЕЛЬНОГО ПОКРЫТИЯ

Покрытие включает стропильные фермы, связи между ними, прогоны и кровлю. Для промышленных и гражд-

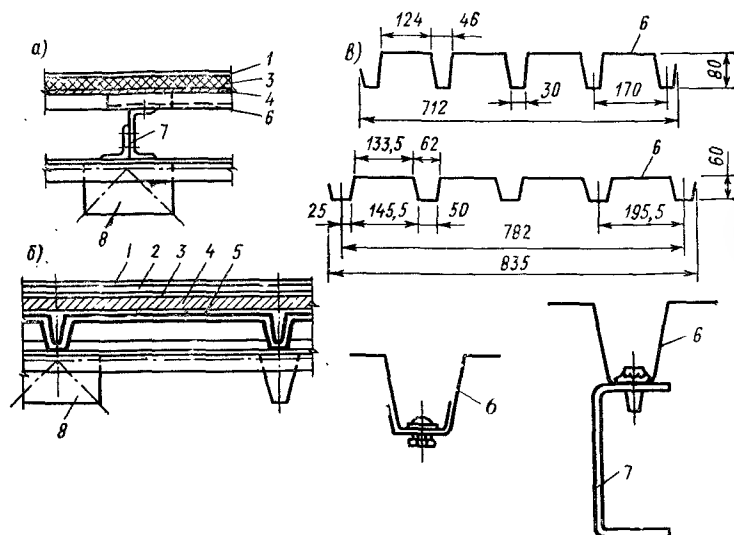


Рис. 78. Теплая кровля

а — по профилированному настилу; б — по железобетонным плитам; в — детали покрытия с профилированным настилом; 1 — гидроизоляционный ковер, 2 — цементная стяжка; 3 — утеплитель; 4 — паронизация; 5 — железобетонная плита; 6 — профилированный настил; 7 — прогон; 8 — ферма

данских зданий и сооружений применяют теплые и холодные кровли.

По металлическим стропильным фермам наибольшее применение получили легкие теплые кровли (см. прилож. 18), состоящие из стального профилированного настила, эффективного утеплителя, асфальтовой стяжки и 3—4-слойного рубероидного ковра на битумной мастике (рис. 78). Такие кровли укладывают на прогоны в виде прокатных или гнутых швеллеров с шагом 3 м, прикрепленных к верхним поясам ферм в узлах при помощи уголков-коротышей, или непосредственно на верхние пояса ферм, установленных с шагом 3—4 м. Преимущество таких покрытий — их малый собственный вес, не превышающий 300—500 Н/м².

Профилированный настил прикрепляется к прогонам и верхним поясам ферм самонарезающими болтами диаметром 6 мм, устанавливаемыми с шагом 300 мм, а сопряжение листов друг с другом осуществляют специальными заклепками диаметром 5 мм. Наряду с указанными покрытиями по прогонам применяют также легкие ке-

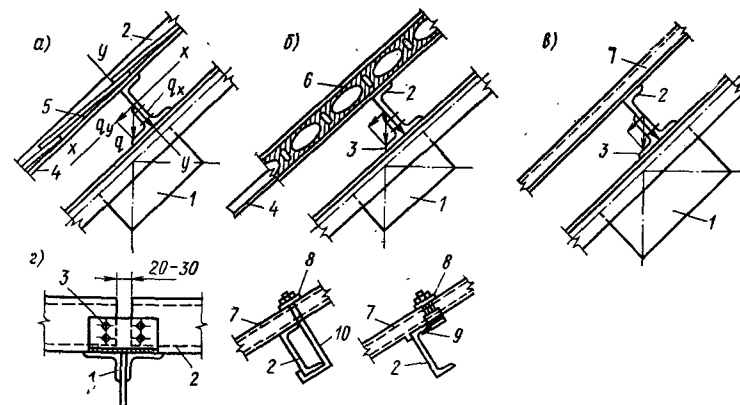


Рис. 79. Холодная кровля по прогонам

а — из мелкогабаритных плоских плиток (стеклянных, асбестоцементных и др.); б — из стеклопрофилита и стеклоблоков; в — из профилированных листов (стальных, алюминиевых, стеклопластиковых и др.); г — деталь кровли; 1 — ферма; 2 — прогон; 3 — уголок-коротыш; 4 — тавровый профиль; 5 — плоские плитки; 6 — стеклоблоки; 7 — профилированный лист; 8 — уплотнительная прокладка; 9 — фасонная пластина; 10 — скоба

рамзитобетонные плиты, выполняющие одновременно несущую и теплозащитную функции, и трехслойные асбестоцементные панели со средним слоем в виде эффективного утеплителя.

В беспрогонных схемах стропильного перекрытия могут быть использованы крупнопанельные ребристые железобетонные плиты размерами 1,5×6 и 3×6 м, высотой 300 мм и 3×12 м, высотой 450 мм. Плиты прикрепляют к верхним поясам ферм при помощи сварки закладных деталей. Недостаток таких покрытий — большой собственный вес железобетонных плит (1600—1900 Н/м²), который требует значительного увеличения материала на основные несущие конструкции покрытия.

В неотапливаемых зданиях и сооружениях могут применяться холодные кровли из мелкогабаритных стеклянных асбестоцементных и других плиток, из стеклоблоков и стеклопрофилита, профилированного настила и стеклопластика, а также из железобетонных плит без утеплителя (рис. 79). Холодные покрытия легкого типа решаются по прогонной схеме с введением дополнительных распределительных профилей между прогонами для крепления мелких плиток. Очертание стропильной фермы должно обеспечивать уклон верхнего пояса, харак-

Таблица 28. Допускаемые уклоны и масса кровли, кг/м²

60°	Алюминиевая	3 - 5
45°	Стеклянные	25 - 30
30°	Стальные	10 - 20
15°	Асбоцементные	15 - 20
10°	Стеклоблочные	100 - 150
5°	Армоцементные	50 - 70
	Рулонные	10 - 25
	Пластмассовые	15 - 30

терный для материала кровли в соответствии с рекомендациями табл. 28.

В стропильных перекрытиях применяют сплошные из прокатных или гнутых профилей и решетчатые прогоны. Сплошные прогоны применяют при шаге ферм не более 6 м и в зависимости от назначения имеют различное расчетное сечение (рис. 80).

Расчет сплошных прогонов производят на нагрузку от веса кровли и снега (для прогонов кровли) и на нагрузку от веса подвесного потолка и полезной нагрузки на него (для прогонов подвесного потолка). Расчетная схема сплошного прогона аналогична расчетной схеме однопролетной разрезной балки (рис. 81). Следовательно, требуемое сечение прогона может быть найдено по формулам (32) и (33) при изгибе относительно одной из главных осей инерции и по формуле (78) в случае косо-го изгиба (рис. 82):

$$\sigma = (M_x / 1,12W_x) + (M_y / 1,47W_y) \leq R_y \gamma_c, \quad (78)$$

где 1,12 и 1,47 — коэффициенты, учитывающие развитие пластических деформаций в сплошных балках швеллерного и двутаврового сечения.

Случай косо-го изгиба имеет место при угле наклона верхнего пояса стропильной фермы к горизонтали более 20°. При больших уклонах верхнего пояса фермы скатная составляющая стремится опрокинуть прогоны. Чтобы избежать этого, все прогоны вдоль скатной образующей связывают между собой тяжами из арматурной проволоки диаметром 16—18 мм, которые в коньке прикрепляются к поясам несущих конструкций [12]. Решет-

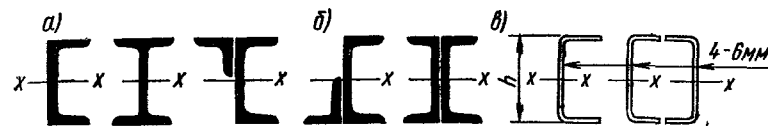


Рис. 80. Типы сплошных прогонов

а — кровли из прокатных профилей; б — то же, подвесного потолка; в — кровли из холодногнутых профилей

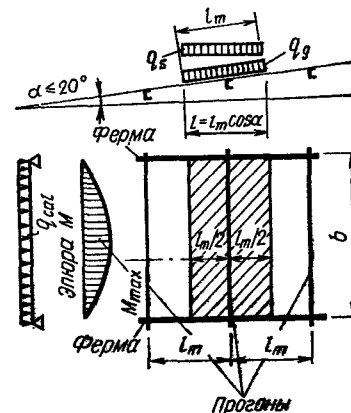


Рис. 81. Расчетная схема прогона

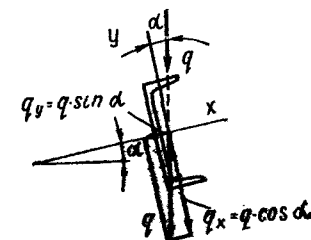


Рис. 82. К расчету сплошного прогона на косо-й изгиб

чатые прогоны целесообразно применять при шаге стропильных ферм более 6 м, так как применение сплошного прогона в этом случае требует большого расхода металла.

Простой и наиболее легкой конструкцией решетчатого прогона является прутково-шпренгельный прогон с решеткой и нижним поясом из круглой стали (рис. 83). Недостаток такого прогона в сложности контроля сварных швов в узлах сопряжения прутков решетки с нижним поясом, а также в необходимости аккуратной транспортировки и монтажа.

В практике строительства наибольшее применение в последнее время получил решетчатый прогон из прокатных элементов, разработанный ЦНИИпроектстальконструкцией (рис. 84). Верхний пояс этого прогона решен в виде неразрезной трехпролетной балки из спаренных швеллеров, что обеспечивает его малый вес и высокую

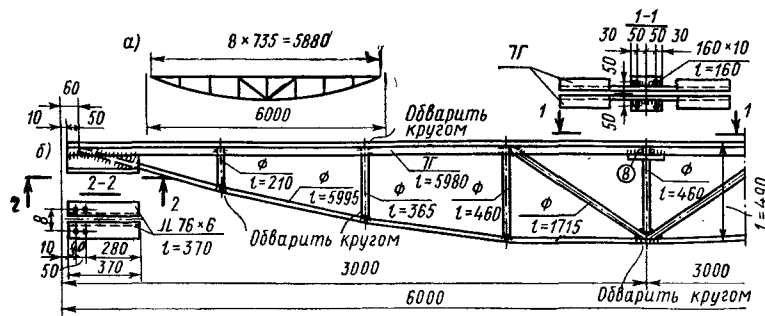


Рис. 83. Пруtkовo-шпpеиrельный прогон
а — схема; б — конструкция

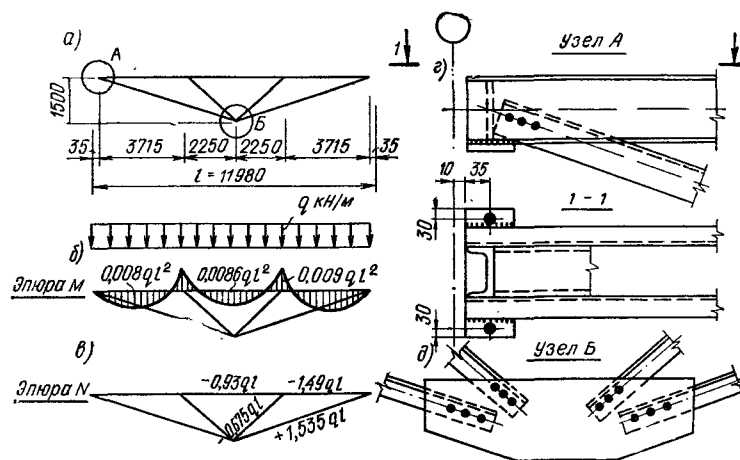


Рис. 84. Типовой шпpеиrельный прогон из прокатных швеллеров на электрозаклепках (или на сварке) системы ЦНИИпроектстальконструкции
а — геометрическая схема; б, в — усилия в элементах прогона; г — опорный узел; д — узел нижнего пояса

устойчивость при внецентренном сжатии. Сопряжения элементов в узлах выполняют на электрозаклепках или сварными швами, что создает высокую надежность при эксплуатации. Расчет решетчатых прогонов производят по аналогии с расчетом стропильных ферм (см. п. 5.5).

5.5. РАБОТА И РАСЧЕТ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

Стропильные фермы рассчитывают на воздействие сосредоточенных сил F , действующих на каждый узел ферм (рис. 85):

$$F = l_m b \Sigma (g_n \gamma_g + v_n \gamma_v + s_n \gamma_s). \quad (79)$$

где g_n , v_n , s_n — соответственно нормативные постоянная, временная, снеговая нагрузки.

При угле наклона верхнего пояса $\alpha > 20^\circ$ нагрузку от собственного веса кровли следует принимать в формуле (79) равной $g_n \gamma_g / \cos \alpha$. При наличии нагрузки от подвесного потолка, кран-балок, фонарей и т. п. их также приводят к соответствующим узлам фермы в виде сосредоточенных сил.

Под действием расчетных сосредоточенных сил в элементах стропильной фермы возникают продольные сжимающие и растягивающие усилия, а ферма в целом получает прогиб f (рис. 86). В беспрогонных схемах верхний пояс фермы может подвергаться местному изгибу от сосредоточенной силы, приложенной в середине панели (при опирании ребристых железобетонных плит), или линейной распределенной по длине пояса нагрузки. Значения этих моментов определяют в предположении работы верхнего пояса как разрезной однопролетной балки соответственно по формулам:

$$M_F = Fl_m/4; \quad M_{cal} = (q_g + q_s) l_m^2/8, \quad (80)$$

где F — сосредоточенная сила в середине панели; q_g , q_s — расчетные линейные нагрузки от собственного веса и снега.

Усилия в элементах стропильных ферм определяют раздельно от каждого вида нагрузок графическим методом — путем построения диаграммы Крeмoнa или аналитическим методом. Применение первого метода характерно для расчета ферм со сложным очертанием поясов и переменных углах наклона решетки, второго — для простых ферм. Для построения диаграммы Крeмoнa вводят цифровые и буквенные обозначения стержней (рис. 87), определяют аналитическим путем опорные реакции и строят многоугольник внешних, а затем внутренних сил.

При наличии шпpеиrельных решеток сначала строят диаграмму для основной схемы, распределяя сосредоточенные силы с узлов шпpеиrельной решетки на основ-

и трудоемких в изготовлении по сравнению с новыми конструктивными решениями ферм из эффективных профилей проката и гнутосварных профилей. Наиболее экономичными по расходу металла получаются фермы из круглых электросварных труб, однако они более трудоемки в изготовлении, чем фермы из прямоугольных труб и одиночных уголков. Стержни ферм из алюминиевых сплавов выполняют из аналогичных стальным профилям. В случае применения открытых профилей (уголков, тавров, швеллеров) на их концах предусматривают специальные утолщения, называемые бульбами.

Требуемую площадь сечения $A_{n,cal}$ растянутого элемента фермы определяют в соответствии с формулой (8):

$$A_{n,cal} = N/R_y \gamma_c, \quad (81)$$

а сжатого элемента в соответствии с формулой (10):

$$A_{cal} = N/\varphi R_y \gamma_c. \quad (82)$$

Сечение растянутого элемента фермы выбирают по сортаменту так, чтобы действительное значение площади $A \geq A_{n,cal}$.

Определение сечения сжатого элемента зависит от коэффициента продольного изгиба φ , поэтому расчет сжатых стержней решается методом последовательных приближений. Значение коэффициента φ в первом приближении можно принимать в соответствии со следующими рекомендациями:

для стальных конструкций	$\varphi_1 = 0,8 - 0,9$ при $N \geq 1000$ кН и $\varphi_1 = 0,6 - 0,7$ при $N < 200$ кН;
для конструкций из алюминиевых сплавов	$\varphi_1 = 0,7 - 0,8$ при $N \geq 1000$ кН и $\varphi_1 = 0,5 - 0,6$ при $N < 200$ кН.

Предельные гибкости сжатых и растянутых элементов ограничиваются для предотвращения провисания стержней от собственной массы, обеспечения устойчивости на монтажные и эксплуатационные нагрузки, ликвидации вибрации при динамических воздействиях. В соответствии со СНиП II-23-81, предельные гибкости сжатых и растянутых элементов принимают по табл. 30.

Сжатые стержни фермы могут потерять устойчивость как в плоскости, так и из плоскости фермы, поэтому определяют максимальную гибкость стержня, которой будет соответствовать минимальный коэффициент продольного изгиба. Учитывая, что потеря устойчивости сжатых стержней

ТАБЛИЦА 30. ПРЕДЕЛЬНЫЕ ГИБКОСТИ СЖАТЫХ И РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Элементы	Сжатые стержни	Растянутые стержни		
		при непосредственных динамических воздействиях	при статических нагрузках	в зданиях с тяжелым режимом
Пояса, опорные раскосы и стойки	120 (100)	250 (200)	400 (300)	250
Прочие элементы	150 (120)	350 (300)	400 (300)	300
Связи покрытий	200 (150)	400 (300)	400 (300)	300

Примечание. В скобках даны значения для алюминиевых сплавов.

может произойти только между закрепленными узлами с учетом характера закрепления (рис. 88 и 89), расчетные длины следует принимать по табл. 31.

Введение коэффициента 0,8 для определения расчетной длины элементов решетки в плоскости ферм учитывает упругое защемление стержней в фасонках, в отличие от расчетной схемы с идеальным шарниром. Для

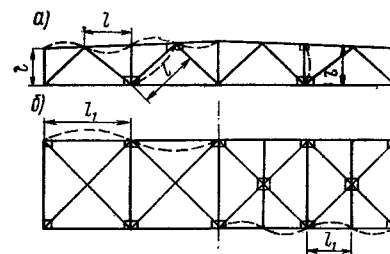


Рис. 88. К определению расчетных длин (а, б) элементов верхнего пояса ферм

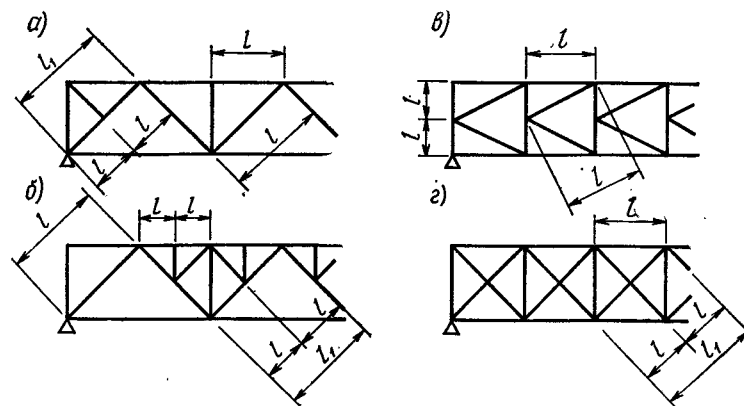


Рис. 89. К определению расчетных длин (а—г) элементов решетки ферм

ТАБЛИЦА 31. РАСЧЕТНЫЕ ДЛИНЫ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПЛОСКИХ ФЕРМ l_{ef}

Продольный изгиб	С простой решеткой (см. рис. 88)			Со сложной решеткой (см. рис. 89)		
	Пояса	Решетка		Пояса	Решетка	
		опорные раскосы и стойки	прочие элементы		опорные раскосы и стойки	прочие элементы
В плоскости фермы	l	l	$0,8l$	l	l	$0,8l$
Из плоскости фермы	l_1	l_1	l_1	l_1	l_1	l_1

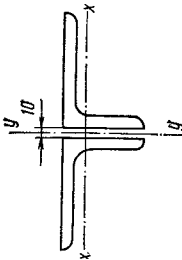
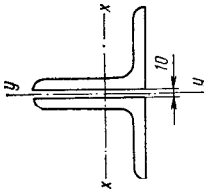
Обозначения: l — расстояние между ближайшими узлами в плоскости фермы; l_1 — расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

ферм с поясами и решеткой из замкнутых профилей с прикреплением элементов решетки к поясам впритык, при определении расчетной длины элементов решетки (кроме опорных стержней) в плоскости и из плоскости ферм принимают коэффициент 0,9. Кроме того, при расчете сжатых основных элементов решетки (кроме опорных стержней) вводят коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,8$ (см. п. 1.7), понижающий расчетное сопротивление, ввиду того, что длинные ($\lambda \geq 60$) малоагруженные стержни могут деформироваться в процессе производства работ. В результате могут появиться начальные эксцентриситеты, очень опасные в период эксплуатации. Подбор сечений стержней удобно проводить в форме, показанной в табл. 32.

5.6. ОСНОВЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ. РАСЧЕТ УЗЛОВ ФЕРМ

Основой конструирования узлов ферм является пересечение осей всех сходящихся в узле стержней в центре узла (рис. 90, а). В этом случае достигается уравнивание сил в узле и сохранение осевых усилий во всех стержневых элементах. При расцентровке осей в узле (рис. 90, б) равнодействующая сила F_{tot} будет приложена по отношению к оси пояса с эксцентриситетом e_2 , в результате в узле появится дополнительный момент $M = F_{tot}e_2$. Возникновение дополнительного момента вызывает закручивание узла в плоскости фермы силами N_m

ТАБЛИЦА 32. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ФЕРМЫ

Элемент		Расчетное усилие, кН			Прибли- женное значение	Эскиз сечения и его размер	Фактические значения									
намено- вание	обозначение	геометрическая длина, см			Φ		$A_{n,al}, A_{cal},$ $см^2$	$A, см^2$	расчет- ная длина		радиус инерции		гибкость		Φ_{min}	ν_c
							$l_{ef}, x, см$		$l_{ef}, y, см$	$l_x, см$	$l_y, см$	λ_x	λ_y			
Верхний пояс	6—e	251	—623	0,9	33		50,6	251	502	2,84	5,13	88	98	0,6	1	—634,4
Нижний пояс	d—1	500	+580	—	27,6		32	500	500	2,28	—	220	—	—	1	+605

и появление в стержнях внецентренного сжатия и растяжения, а следовательно, приводит к увеличению расхода материала.

Габариты узловых фасонок определяют из условия прикрепления стержневых элементов с помощью фланговых сварных швов или высокопрочных болтов с учетом

зазоров между сопрягаемыми элементами 40—50 мм (рис. 91). С целью снижения трудоемкости изготовления фасонки должны быть простой прямоугольной формы, а с целью обеспечения прочности соединения — должны иметь размеры сечения, обеспечивающие равнопрочность с сечением стержневых элементов. Не допускается проектировать фасонки несимметричными относительно оси усилия, так как в этом случае появляются местные изгибающие моменты (рис. 91, г).

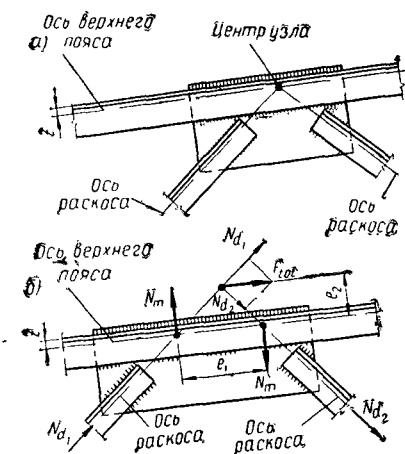


Рис. 90. Центрирование стержней в узлах фермы
а — правильное; б — неправильное

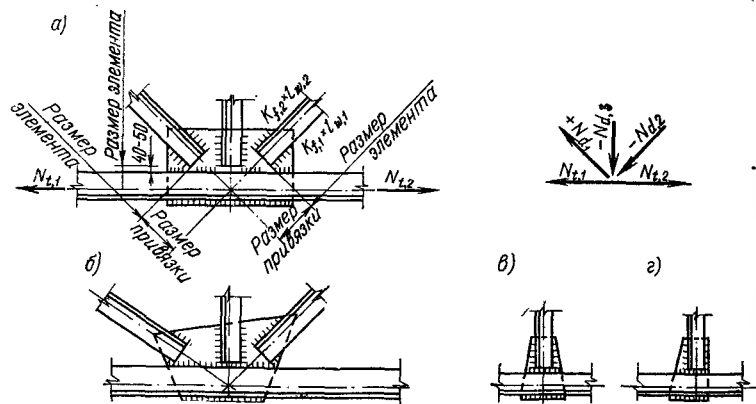


Рис. 91. Прикрепление фасонки к поясам и раскосам фермы
а, в — правильное; б, г — неправильное

ТАБЛИЦА 33. РЕКОМЕНДУЕМАЯ ТОЛЩИНА ФАСОНОК ФЕРМ

Расчетное усилие в опорном раскосе, кН	До 150	150—250	250—400	410—600	610—1000	1010—1400	1410—1800	Более 1800
Толщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16	18	20

Толщину фасонки обычно во всех узлах фермы принимают постоянной и назначают по табл. 33 в зависимости от расчетного усилия в сжатом опорном раскосе, так как в этом узле возникает опасность потери устойчивости фасонки на участке между торцом стержня и ребрами жесткости опорного узла. В фермах больших пролетов допускается фасонку опорного узла принимать на 2 мм толще остальных фасонок.

Расчет сварных швов, прикрепляющих разрезные стержни к узловой фасонке, производят на усилие в данном стержне. Швы, прикрепляющие фасонку к неразрывному поясу, должны рассчитываться на разность усилий в панелях (рис. 91, а). В стыковых узлах с накладками в поясных стержнях с разрезными узловыми фасонками швы, прикрепляющие фасонку к поясу, рассчитываются на равнодействующее усилие в элементах решетки.

5.7. КОНСТРУИРОВАНИЕ ЛЕГКИХ И СРЕДНИХ ФЕРМ

Стропильные фермы могут опираться на стальные или железобетонные колонны, кирпичные или бетонные стены, а также на подстропильные конструкции. В современной практике строительства находит применение жесткое крепление фермы к колонне сбоку (рис. 92), обеспечивающее снижение расчетного пролета и уменьшение расчетных усилий в поясах конструкции. Передача на колонну продольных сил в верхнем поясе осуществляется стыковой накладкой, привариваемой к полкам поясных уголков и к горизонтальному листу оголовка колонны, а в нижнем поясе — торцевым опорным ребром.

В типовых решениях (см. рис. 74) в целях унификации опорных узлов ферм при опирании их на стальные или железобетонные колонны сверху используют шар-

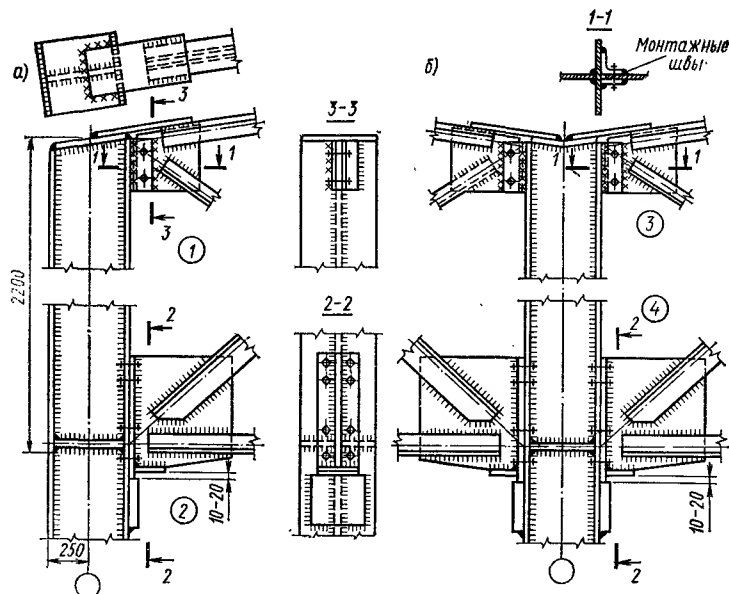


Рис. 92. Опорные узлы (1—4) типовых унифицированных ферм с примыканием ферм к колонне сбоку

а — опирание на крайнюю колонну; б — то же, на среднюю колонну

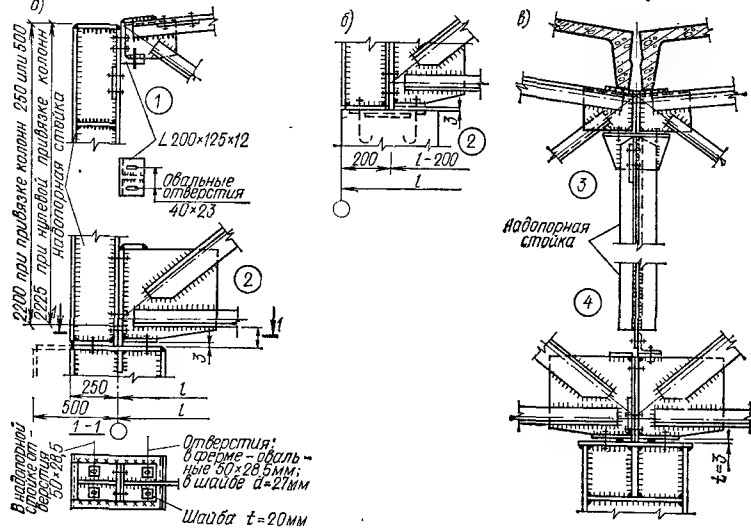


Рис. 93. Опорные узлы (1—4) типовых унифицированных ферм с опиранием на крайнюю (а, б) и среднюю (в) колонны сверху

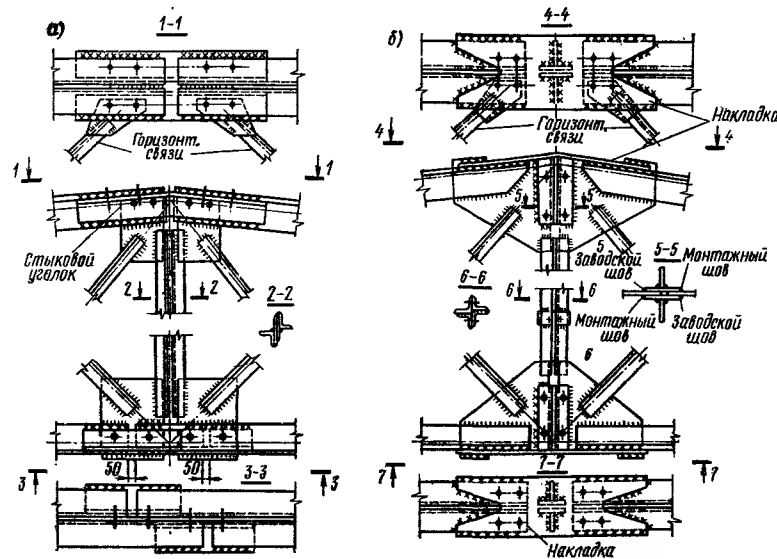


Рис. 94. Монтажные стыки верхнего и нижнего поясов ферм

а — с угловыми стыковыми накладками; б — с листовыми стыковыми накладками

нирское крепление, при котором опорная реакция фермы передается на оголовки колонн через строганный торец вертикального опорного ребра (рис. 93). В случае применения стальных колонн по крайним осям привязку проектируют осевой (рис. 93, а), а при железобетонных колоннах — нулевой (рис. 93, б). Надпорная стойка предназначена для крепления в зоне фермы панелей ограждения.

Наиболее ответственными узлами ферм являются монтажные стыковые узлы (рис. 94). Наличие этих узлов объясняется необходимостью расчленения стропильной фермы на отдельные отправочные элементы, чаще всего на две полуфермы, в середине пролета, в зоне действия максимальных продольных усилий в поясах. Из условия взаимозаменяемости полуферм членение на отправочные марки предполагает и членение на две равные части узловых фасонки.

Простейшая конструкция монтажного стыка показана на рис. 94, а. В верхнем поясе стык перекрыт симметрично поставленными стыковыми уголками, прива-

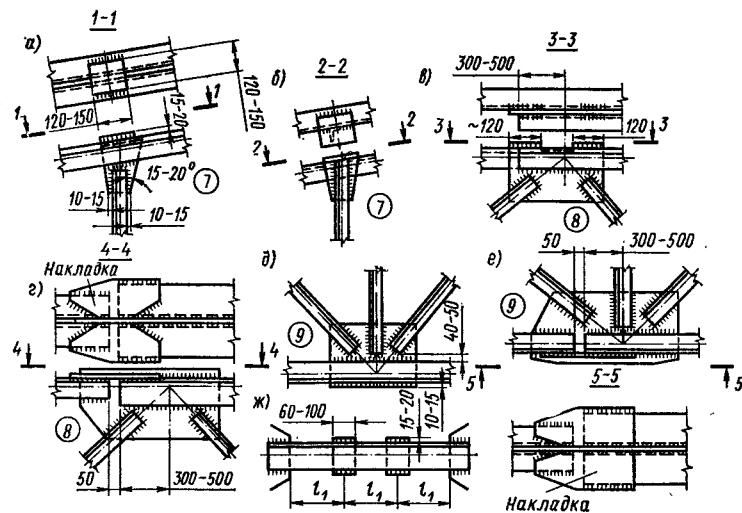


Рис. 95. Промежуточные узлы типовых унифицированных ферм (а—е) и устройство соединительных планок в элементах ферм

ренными по перу к полкам уголков верхнего пояса. Стыковые уголки предварительно крепят к полуфермам монтажными болтами по два на каждую сторону стыка. В нижнем (горизонтальном) поясе стыковые уголки ставят вразбежку, что повышает надежность стыка, так как он в этом случае перекрыт одним стыковым уголком и узловой фасонкой.

Этим же требованиям отвечает конструкция узла, показанная на рис. 94, б. Данное решение более трудоемко, чем первое, но обладает большей несущей способностью и надежностью. Основное назначение монтажных стыковых узлов — обеспечение равнопрочности сечения стыковых элементов и сечения поясов. Конструктивные решения промежуточных узлов ферм показаны на рис. 95.

В местах опирания на ферму ребристых железобетонных плит полки поясных уголков усиливают горизонтальными узловыми пластинами размером не более 150×150 см (рис. 95, а, б). С целью получения дополнительной экономии стали в стержнях с нулевыми усилиями допускается применять одиночный уголок (рис. 95, в). В этом случае, а также в случае перехода в поясах к уголкам меньшего сечения, уголки парные или

большого сечения заводят за центр узла на 300—500 мм (рис. 95, е).

В качестве расчетного сечения в стыке считают сечение, составленное из листа узловой фасонки и пластин накладки. В составных стержнях из двух уголков, швеллеров и т. п. совместная работа элементов обеспечивается в случае, если между ними поставлены соединительные планки (рис. 95, ж). По длине сжатых стержней устанавливают с шагом $\leq 40i_x$ (где i_x — радиус инерции уголка относительно оси $x-x$), а для растянутых элементов — с шагом $\leq 80i_x$. Толщина планок назначается равной толщине основных узловых фасонки фермы.

Одно из основных направлений, способствующих экономии стали, — применение стальных трубчатых конструкций. Теоретические и экспериментальные исследования, а также использование в массовом строительстве стропильных ферм из трубчатых элементов показало, что по сравнению с фермами из обычных профилей при одинаковых марках стали и равных эксплуатационных условиях экономия стали достигает 15—20 %, а в случае применения сталей с временным сопротивлением более 400—500 МПа можно достигнуть снижения расхода стали до 30—40 %.

Наряду с экономией стали трубчатые фермы имеют меньшую трудоемкость изготовления за счет сокращения объемов сварочных работ.

При проектировании стропильных ферм из круглых труб предпочтение отдается таким конструктивным схемам, которые имеют редкую треугольную решетку с сопряжением в узлах не более двух элементов решетки. Шпренгельные решетки ввиду сложности конструирования узлов в трубчатых фермах не рекомендуются. Максимальная эффективность от применения трубчатого сечения достигается при равенстве расчетных длин всех сжатых стержней конструкции в плоскости и из плоскости фермы, поэтому сжатые верхние пояса развязываются из плоскости фермы во всех узлах.

В трубчатых фермах допускается применение электросварных и горячедеформированных труб диаметром 40—530 мм, однако наиболее целесообразными являются трубы с наружным диаметром до 140—180 мм и с отношением толщины стенки к диаметру $1/35$ — $1/45$ для поясов; $1/70$ — $1/100$ для сжатых элементов решетки и

1/100 для растянутых элементов решетки. При этом минимальная толщина трубы должна быть не менее 3 мм.

Узловые соединения трубчатых ферм могут быть бесфасоночными, с узловыми фасонками (подобно традиционным) и с узловыми вставками: цилиндрической,

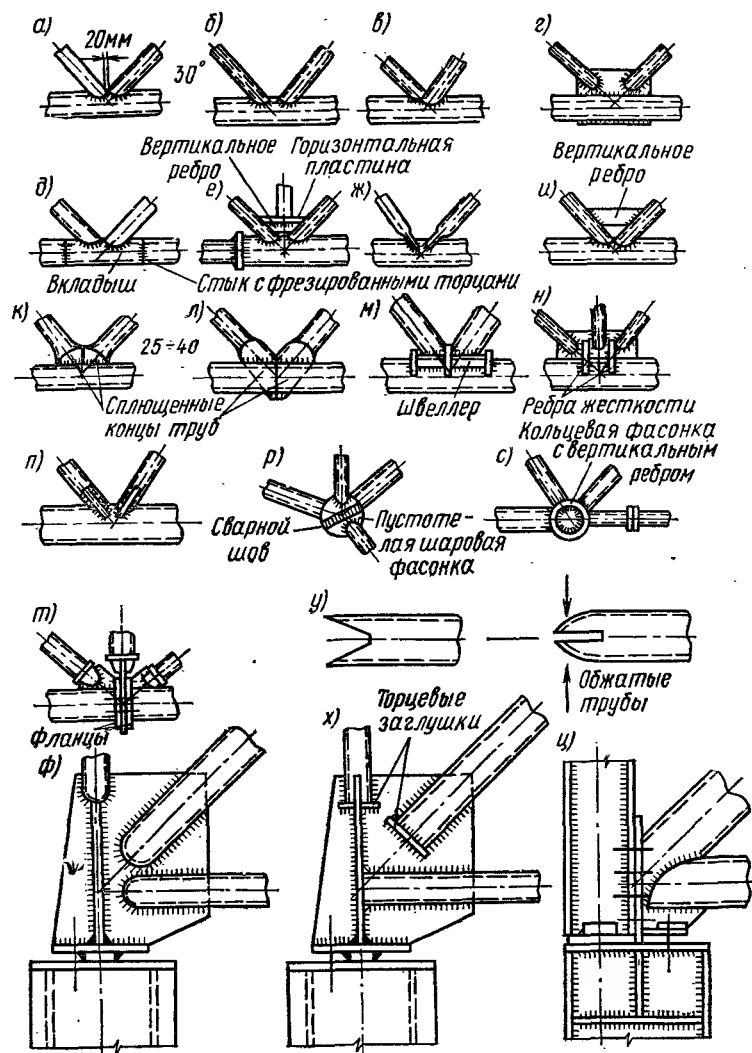


Рис. 96. Узлы решетчатых конструкций со стержнями из круглых труб (а—и)

призматической и сферической форм (рис. 96). Наиболее эффективны с точки зрения расхода материала бесфасоночные соединения с цилиндрическим сопряжением труб (рис. 96, а—в), которые применяются при углах наклона решетки к поясу не менее 30° и соотношением диаметров элементов решетки и поясов не менее 1/3. Бесфасоночные соединения со сплюснутыми концами труб (рис. 96, ж, к, л) более просты в изготовлении, но менее надежны в работе, поэтому их применяют при специальном обосновании в случае отсутствия технологии для фигурной резки труб.

Узлы с фасонками (рис. 96, г, н, ф, х) используют в редких случаях, так как они требуют большого расхода материала. Такие соединения удобны для опорных узлов ферм (рис. 96, ф, х) при опирании их на колонну сверху. Узлы с узловыми вставками (рис. 96, р, с) наиболее универсальны, их широко применяют в различных типах стропильных ферм (особенно в пространственных), но они уступают бесфасоночным соединениям по расходу материала.

Сварные стыки (рис. 97, а—к), как правило, выполняют в заводских условиях; они предназначены для увеличения длины пояса или для сопряжения труб различного диаметра. Стыки на высокопрочных болтах (рис. 97, л—н) с торцевыми фланцами или продольными ребрами проектируют в качестве монтажных для сопряжения в конструкции отправочных марок. Флацевые соединения на болтах предусматривают как в растянутых, так и в сжатых элементах.

Стремление повысить экономическую эффективность покрытий промышленных зданий массового строительства с пролетами 24 и 30 м привело к созданию новых конструктивных решений стропильных ферм с использованием широкополочных тавров и двутавров, гнутосварных профилей прямоугольного сечения, одиночных уголков и углотавров (комбинированное сечение из горячекатаного швеллера и уголка).

Общий признак этих покрытий — беспрогонное решение кровли с непосредственным опиранием профилированного настила на верхние пояса стропильных ферм. Шаг стропильных ферм, исходя из несущей способности профилированного настила, принят 3 или 4 м. Стропильные фермы опираются на подстропильные пролетом 12 м. Стропильные и подстропильные фермы разработаны с

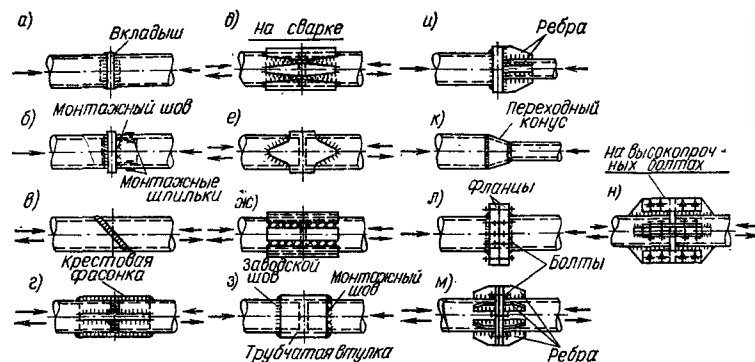


Рис. 97. Сварные (а—к) и болтовые (л—н) продольные стыки трубчатых стержней

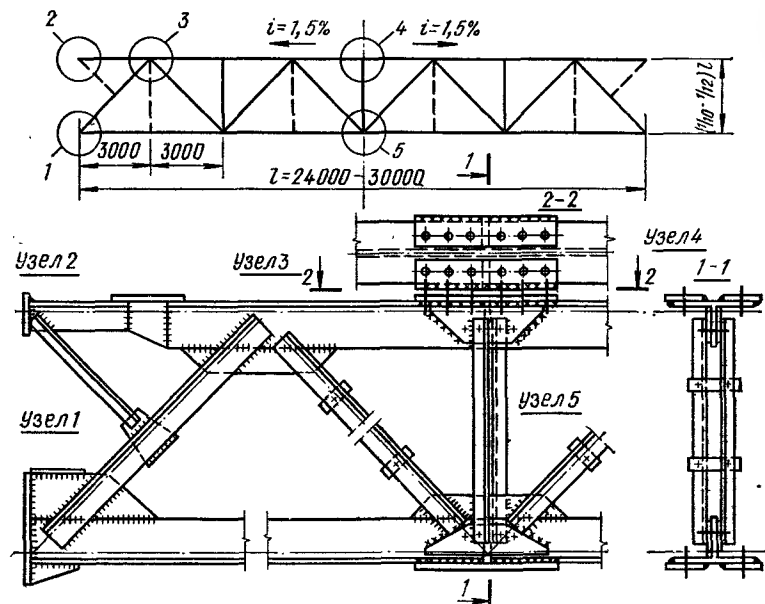


Рис. 98. Узлы типовых стропильных ферм с поясами из широкополочных тавров

параллельными поясами и имеют уклон кровли 1,5 %.

Из вновь разработанных конструкций наиболее универсальны фермы из широкополочных тавров и двутавров (ЦНИИпроектстальконструкция) (рис. 98). Они ус-

пешно могут использоваться с покрытиями из профилированного и железобетонного настила. В стропильных фермах этого типа пояса выполняют из широкополочных тавров, а решетку — из парных уголков. Существенный недостаток типовой схемы решетки (рис. 98) — необходимость устройства уширений в узлах в виде листовых фасонек, привариваемых к стенке тавра. Для плотного прилегания уголков решетки сварной шов в месте стыка должен быть тщательно обработан. Избежать узловых уширений можно в случае применения решетки из одиночных уголков, швеллеров или тавров, когда в узле сходятся только два элемента — при треугольной без стоек, раскосной или крестовой типах решетки.

Заводские узлы ферм с широкополочными таврами выполняют по технологии, характерной для традиционных ферм из парных уголков. Монтажные стыки решают на сварке при помощи двух пар накладок — вертикальных, приваренных по одной к каждой полуферме на заводе, и горизонтальных, привариваемых на строительной площадке. Точность установки накладок обеспечивается предварительным сопряжением их с поясами при помощи болтов нормальной точности.

Широкое распространение в практике строительства получили стропильные и подстропильные фермы из гнутосварных профилей прямоугольного сечения (ЦНИИпроектстальконструкция и ВНИКТИстальконструкция) (рис. 99). Узловые соединения ферм из труб прямоугольного сечения выполняют без фасонек, путем непосредственной приварки элементов решетки к поясам. При этом ширину сечения элементов решетки принимают на 20—30 мм меньше ширины сечения элементов поясов, что обеспечивает нормальное размещение сварных швов и не вызывает местного изгиба полок. Верхний пояс в таких фермах имеет развитое по высоте прямоугольное сечение, работающее на внецентренное сжатие. Монтажные стыковые узлы стропильных ферм выполняют на фланцах с болтами нормальной точности.

Наилучшие технико-экономические показатели беспрогонных покрытий с шагом стропильных ферм 3—4 м имеют покрытия с фермами из одиночных уголков со сварными соединениями проплавлением (ЦНИИСК им. Кучеренко и ГПИ Укрпроектстальконструкция) (рис. 100). В этих фермах пояса и решетка предусмотрены из одиночных равно- и неравнополочных уголков.

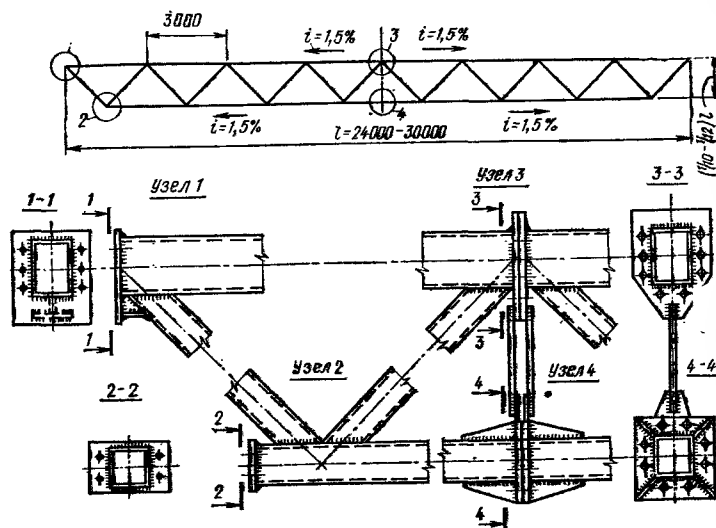


Рис. 99. Узлы стропильной фермы из труб прямоугольного сечения

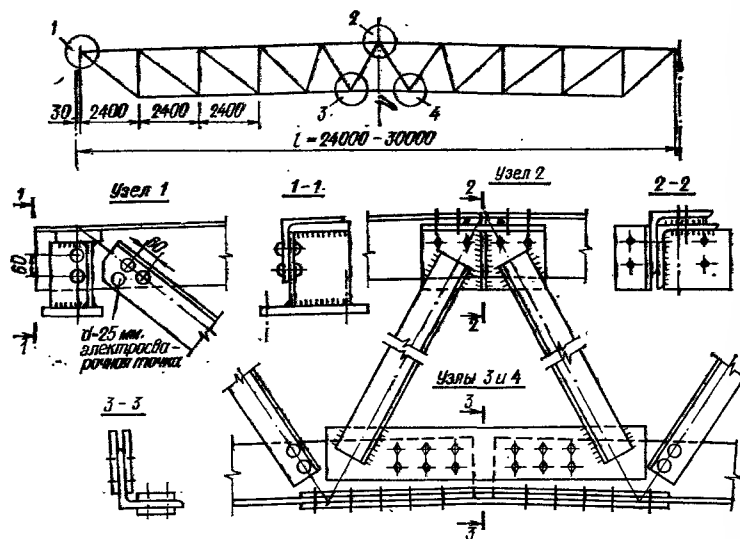


Рис. 100. Узлы фермы из одиночных уголков со сварными соединениями проплавлением

Все заводские соединения элементов выполнены бесфасоночными с помощью дуговой точечной сварки с принудительным сквозным проплавлением. Сварные точки диаметром 25 мм в прикрепляемых элементах расположены симметрично оси элемента в один или два ряда с шагом 60 мм. Несущая способность одной точки равна 135 кН. Чтобы на поверхности соприкосновения полков уголков решетки и поясов можно было разместить не менее двух сварных точек, оси центрируют на обухов пояса. Монтажный стык нижнего растянутого пояса решается на накладках с высокопрочными болтами, а верхнего—через фрезерованные торцы поясных уголков.

Расчет ферм из гнутосварных прямоугольных профилей, одиночных уголков и угловатров выполняют, как и расчет многократно статически неопределимых систем с жесткими узлами, с учетом внеузловых нагрузок и расцентровки в узлах.

5.8. КОНСТРУИРОВАНИЕ ТЯЖЕЛЫХ БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ ФЕРМ

При пролетах 60—150 м применяют так называемые тяжелые фермы с элементами, имеющими двухстенчатое сечение (рис. 101). Применение таких сечений вызвано тем, что сечения из прокатных уголков не могут удовлетворить усилиям, возникающим в поясах, а иногда и в решетках конструкций. Преимущественно используют сварные Н-образные и П-образные сечения (рис. 101, а), так как они позволяют проектировать сравнительно простое сопряжение стержней в узлах. На рис. 101, б показан комплект прессованных профилей тяжелой фермы из алюминиевых сплавов. Тяжелые большепролетные фермы могут иметь самое разнообразное очертание, однако общим для них является применение треугольных или ромбических решеток со шпренгелями, которые уменьшают расчетную длину верхнего внецентренно сжатого пояса в плоскости фермы (рис. 102). При больших пролетах применяют фермы с параллельными поясами и трапециевидальные с использованием предварительного напряжения (рис. 102, а—в).

Для уменьшения собственной массы фермы предпочтение отдают фермам сегментного или полигонального очертания (рис. 102, г, д), применение которых ограничивается пролетами до 100 м ввиду большой высоты.

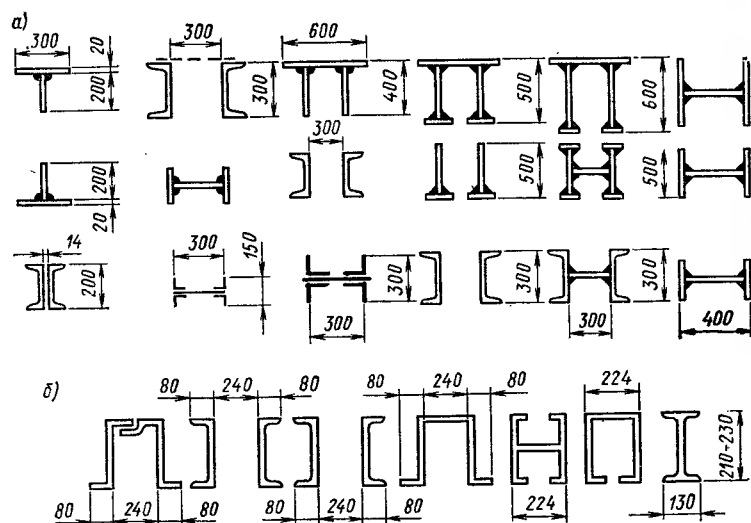


Рис. 101. Сечения элементов тяжелых стропильных ферм в сварных стальных (а) и алюминиевых (б) конструкциях

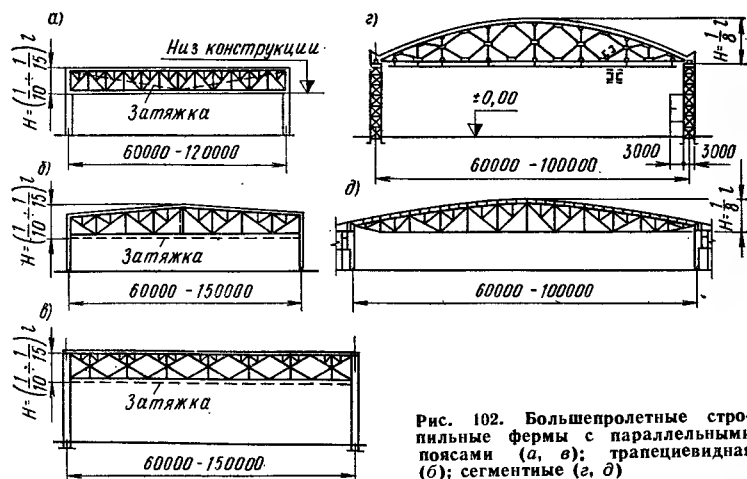


Рис. 102. Большепролетные стропильные фермы с параллельными поясами (а, в); трапецевидная (б); сегментные (с, д)

Высота сечения поясов тяжелых ферм, как правило, не превышает $\frac{1}{15}l_m$, а ширина сечения $b \leq 400-500$ мм.

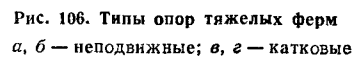
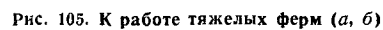
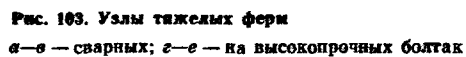
Отличительная особенность конструирования тяжелых ферм — изменение формы сечения элементов поя-

сов и решетки в зависимости от величины и знака действующего усилия при условии сохранения ширины сечений для обеспечения сопряжения их в узлах. При конструировании узлов тяжелых ферм следует избегать расцентровки стержней в узлах, так как при больших усилиях даже самые малые эксцентриситеты вызывают возникновение значительных изгибающих моментов в узлах.

Учитывая то, что большепролетные фермы ввиду большой высоты расчленены на отправочные марки в виде отдельных стержней, надо стремиться к максимальному упрощению узловых соединений, доступных для осуществления высокого качества монтажных болтовых соединений и сварочных работ на монтаже. В тяжелых фермах, собираемых из отдельных стержней, следует отдавать предпочтение соединениям на высокопрочных болтах. Монтажные стыки в этом случае располагают около узлов на самих стержнях. В случае применения трубчатых сечений наиболее рациональны для тяжелых ферм болтовые соединения с вертикальными фасонками или фланцами. Наиболее характерные узлы тяжелых ферм показаны на рис. 103 и 104.

В тяжелых большепролетных фермах, а также в фермах из высокопрочных сталей и алюминиевых сплавов вследствие больших продольных деформаций стержней (удлинение — растянутых, укорочение — сжатых) возникают значительные вертикальные прогибы и горизонтальные перемещения опорных узлов. Для предотвращения влияния чрезмерных прогибов на эксплуатацию конструкции в фермах устраивают строительный подъем (обратный выгиб), величину которого принимают равной величине прогиба от действия всей постоянной и половины временной нагрузок (рис. 105, а).

Чтобы исключить воздействие горизонтальных перемещений на работу фермы и поддерживающие элементы каркаса, в тяжелых фермах проектируют неподвижную и подвижную опоры (рис. 105, б). При пролетах $l=30-60$ м неподвижную опору выполняют в виде плиточного или тангенциального шарниров (рис. 106, а, б), а подвижную — в виде однокатковой опоры (рис. 106, в). При пролетах $l=60-120$ (150) м применяют неподвижную балансирную опору (рис. 107, а), а в качестве подвижной опоры — двух- или многокатковую опору (рис. 106, г) или балансирную (рис. 107, б).



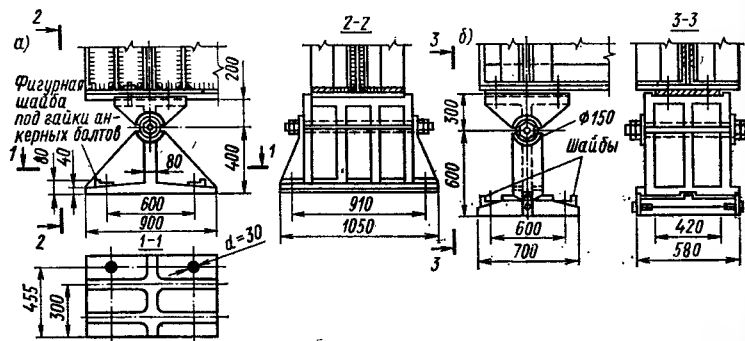


Рис. 107. Балансирующие опоры тяжелых ферм

а — неподвижная; б — подвижная

Диаметр цилиндрического катка может быть определен по формуле

$$d = F_0 / n l_{cd} R_{cd}, \quad (84)$$

где F_0 — опорная реакция; n — число катков; d — диаметр катка; l_{cd} — длина катка; R_{cd} — расчетное сопротивление катков диаметруальному сжатию при свободном касании.

5.9. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ФЕРМ

Основная идея предварительного напряжения — создание в конструкции или ее элементах предварительных начальных напряжений обратного знака тем, которые возникают от действия внешних эксплуатационных нагрузок. В результате этого увеличивается область упругой работы конструкции, так как внешние нагрузки сначала гасят предварительное напряжение, а затем развивают основные напряжения до расчетного сопротивления материала. Предварительное напряжение применяют для повышения эффективности металлических конструкций (для снижения расхода материала), а в некоторых случаях для увеличения их жесткости.

Предварительное напряжение чаще всего проектируют в стержнях, работающих на осевое растяжение (элементы ферм и других решетчатых конструкций) или изгиб (балки). Однако предварительно напряженный гибкий элемент — канат, тонкий лист, арматурный стержень — может работать на сжатие в пределах ве-

личины предварительного напряжения, что широко используется в различных металлических конструкциях (вантовых фермах, мембранах и т. п.) для повышения их несущей способности. Широко используют предварительное напряжение с целью повышения устойчивости отдельных конструктивных элементов и сооружений в целом. Особенно оно эффективно в тяжелых большепролетных фермах.

Использование предварительного напряжения в значительной степени повышает несущую способность фермы и ее жесткость, а следовательно, позволяет уменьшить строительную высоту конструкции и получить экономии стали до 25—30 % по сравнению с традиционным решением. Но при этом увеличивается трудоемкость изготовления фермы, так как работы по предварительному напряжению переносят на строительную площадку.

Существует много способов создания предварительного напряжения, однако для плоских ферм наиболее применим способ, основанный на устройстве различного рода затяжек из высокопрочных материалов (стальных канатов, пучков и прядей).

В зависимости от размещения затяжек предварительно напряженные фермы разделяют на два основных типа: фермы с затяжками, размещенными в пределах каждого наиболее нагруженного стержня (рис. 108, а); фермы с затяжками, размещенными в пределах всего пролета и группы наиболее нагруженных стержней (рис. 108, б, в, г, д, е). Второй тип более эффективен и имеет много конструктивных форм. К этому типу относят также фермы с выносными шпренгельными затяжками, разгружающее воздействие которых на элементы основной фермы особенно значительно (рис. 108, ж—л). Недостаток таких ферм — большая строительная высота конструкции.

В статическом отношении предварительно напряженные фермы чаще всего проектируют разрезными однопролетными (рис. 108, а—л), а также консольными (рис. 108, м) и многопролетными (рис. 108, н, о). Сечения стержней в предварительно напряженных фермах проектируют такими же, как и в обычных фермах без предварительного напряжения (рис. 109). При этом размещение преднапряженных затяжек стержней должно быть симметричным относительно главных осей инерции сечения, а равнодействующая сила должна прохо-

Рис. 108. Типы (а-о) предварительно напряженных стропильных ферм

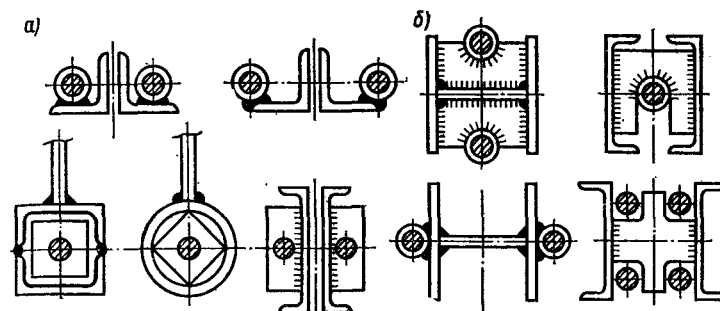
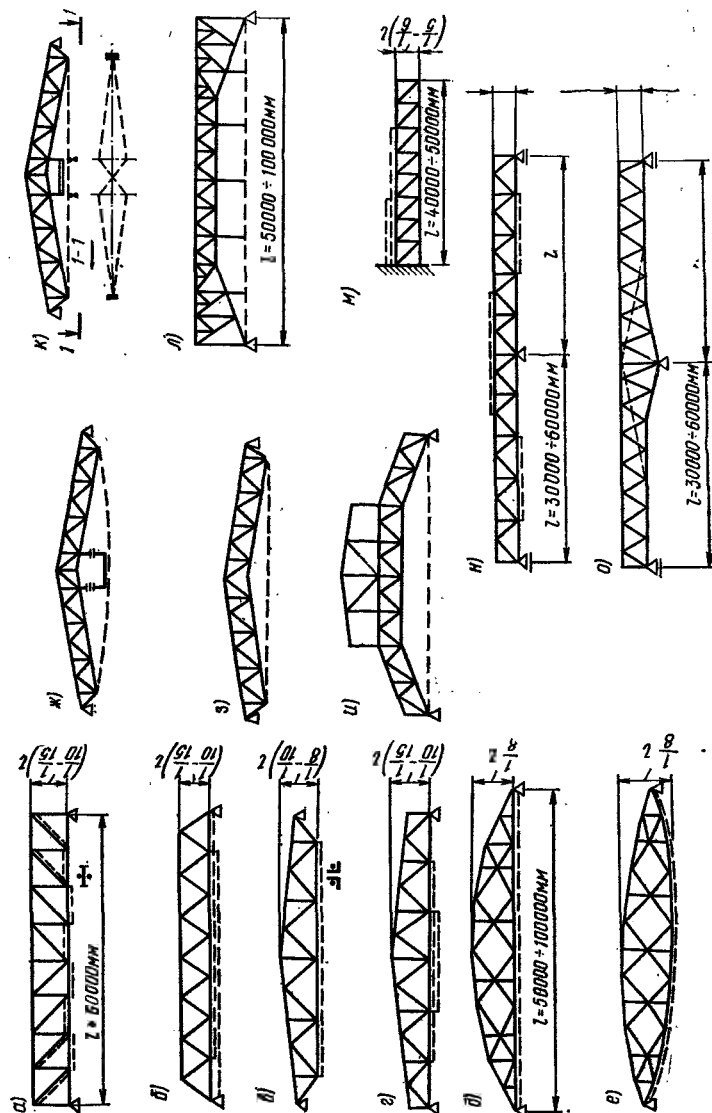


Рис. 109. Сечения (а, б) элементов предварительно напряженных ферм

доть через центр сечения. Фиксацию затяжки по длине стержня осуществляют в трубах-коротышах или ребрах жесткости, привариваемых к профильным элементам сечения.

Узловые соединения также решаются аналогично обычным фермам, за исключением узлов, в которых анкеруют стержни затяжек. В этих узлах проектируют анкерные упоры для передачи усилия предварительно напряжения с затяжки на сечение элемента пояса или раскосы (рис. 110, а—г).

При больших пролетах ферм и ограниченной длине затяжек, при изготовлении предварительно напряженных участков ферм в заводских условиях и расчленении их на монтажные блоки возникает необходимость стыковать предварительно напряженные стержни (включая затяжки) по длине. Различают несколько вариантов стыков в зависимости от количества затяжек по обе стороны от стыка и принципа передачи усилия в стыке с одного преднапряженного элемента на другой. Наиболее распространен стык, в котором сохраняется соосность затяжки, а усилие в нем передается обычными листовыми накладками (рис. 110, д). Стык может быть рекомендован при изменении усилия в нем (рис. 110, е), а также для мощных стержней с большими усилиями в стыке (рис. 110, ж).

Анкерные устройства и диафрагмы должны быть жесткими, чтобы обеспечивать недеформируемость узла под воздействием сосредоточенной силы от ветвей затяжек. В процессе напряжения затяжки, которое выполняется при отсутствии расчетных эксплуатационных на-

Рис. 110. Узлы (а-ж) предварительно напряженных ферм

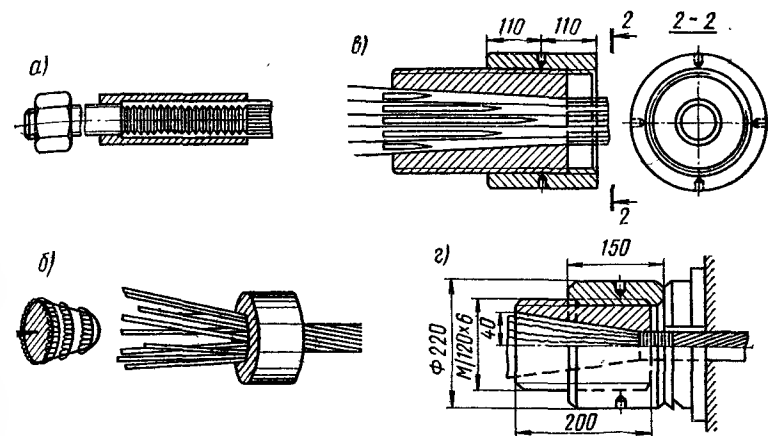
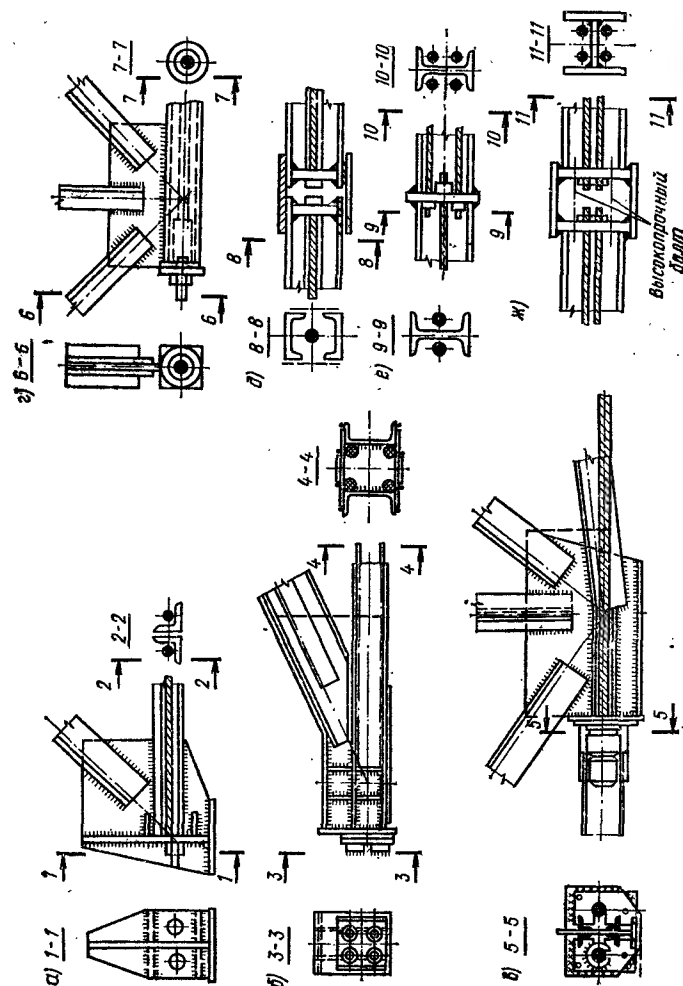


Рис. 111. Виды анкерки (а-г) предварительно напряженных стержней

грузок на ферму, пояс, испытывая большие сжимающие усилия, может потерять устойчивость. Для предотвращения этого явления на земле производят укрупнительную сборку монтажного блока в виде двух спаренных ферм, и только после этого производят натяжение затяжки. Нередко по этой причине плоские фермы заменяют пространственными с треугольным поперечным сечением.

Надежность работы предварительно напряженных ферм обеспечивается прочным заанкериванием напрягаемого стержня в упорном узле. Для этих целей в практике строительства применяют различные решения (рис. 111). Наиболее просты по устройству гильзо-стержневой анкер (рис. 111, а) и анкер в виде колоды с пробкой (рис. 111, б). Такие анкеры применяют при сравнительно небольших расчетных усилиях натяжения (до 1500 кН). При значительных усилиях (до 6000 кН) используют стаканные анкеры с забивкой клиньев (рис. 111, в) или с заливкой легкоплавким сплавом типа ЦАМ (рис. 111, г).

Предварительно напряженные фермы с затяжками по всему поясу или по группе стержней рассчитывают как статически неопределимые системы, где за лишние неизвестные принимают усилия в затяжках и усилия в лишней стержнях фермы. Расчет конструкции ведется методом последовательных приближений. В случае

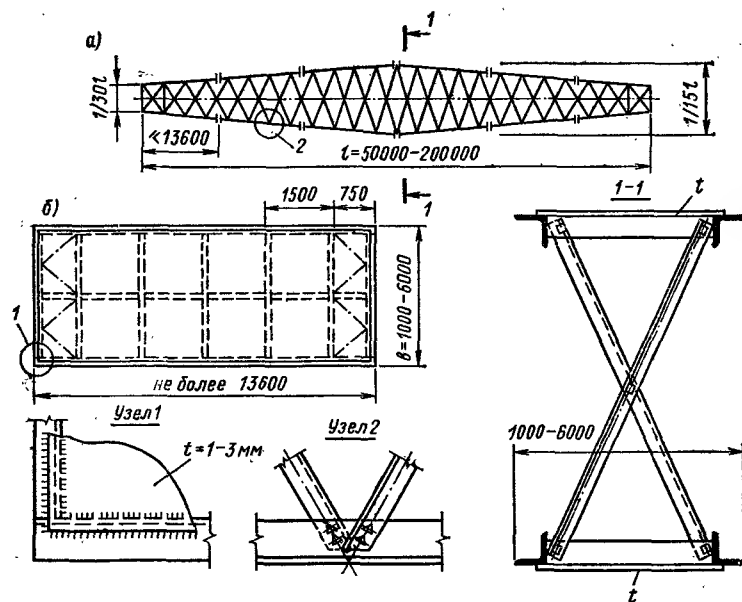


Рис. 112. Большепролетная предварительно напряженная блочная ферма с тонколистовой обшивкой
а — схема; б — блок-панель

местного напряжения отдельного стержня сечения растянутого жесткого стержня и затяжки могут быть определены исходя из полного использования расчетных сопротивлений материалов по формулам:

$$A_m = S (R_{dh} - 1,8 R_y E_{dh} / E) / 1,8 R_y (R_{dh} - R_y E_{dh} / E); \quad (85)$$

$$A_p = S \left[1 / R_{dh} - \frac{1 - (1,8 E_{dh} R_y / E R_{dh})}{1,8 (R_{dh} - E_{dh} R_y / E)} \right], \quad (86)$$

где A_m , A_p — площади сечения профильного стержня и стержня затяжки; R_y , R_{dh} — расчетные сопротивления профильного стержня и стержня затяжки; E , E_{dh} — модули упругости профильного стержня и стержня затяжки.

Поскольку в процессе предварительного напряжения затяжки профильный стержень испытывает сжимающие усилия, его предельная гибкость не должна превышать значения $\lambda = 120$.

Широкое распространение в стране в последние годы получили блочные и блочно-панельные предварительно напряженные конструкции для больших пролетов из

стали (ЦНИИпроектстальконструкция) и алюминиевых сплавов (ВИЛС) (рис. 112). В таких конструкциях в качестве напрягающего элемента применяют тонколистовую обшивку $t = 1-3$ мм, которая в составе основного сечения поясов блока работает на сжатие и растяжение, а также выполняет роль ограждающей поверхности. Тонколистовую обшивку натягивают на жесткий каркас из прокатных или гнутых элементов, образующих пространственный блок, включающий две вертикальные фермы из одиночных уголков с ромбической решеткой также из одиночных уголков.

Жесткость блока в поперечном направлении достигается крестовыми диафрагмами, прикрепляемыми на болтах нормальной точности к поперечным элементам-распоркам, приваренным втавр к продольным поясным уголкам. Элементы ромбической решетки прикрепляют к поясным уголкам на высокопрочных болтах.

В блочных конструкциях тонколистовую обшивку натягивают на полномерный каркас, равный перекрываемому пролету, поэтому блочные конструкции изготавливают непосредственно на строительной площадке.

Для снижения трудоемкости изготовления был разработан блочно-панельный вариант конструкции, отличающийся от блочного тем, что большепролетную конструкцию разрезают на панели с габаритами, не превышающими транспортные возможности. Напряженные панели размером не более $13,6 \times 3$ м доставляют на монтажную площадку, где в специальных кондукторах объединяют в блоки полной расчетной длины.

В стальном варианте тонколистовую обшивку выполняют из высокопрочной стали марки 10ХНДП (Кортен) или углеродистой стали марки ВСтЗкп2, а в алюминиевом варианте — из сплава марки АМг21/2Н. Возможны комбинированные блочные конструкции, в которых тонколистовую обшивку выполняют из алюминия, а каркас из стали. Благодаря этому достигается снижение стоимости покрытия по сравнению с вариантом из алюминия в 1,5 раза. Применение указанных конструкций позволяет снизить на 10—20 % собственную массу несущей конструкции, уменьшить строительную высоту в 1,5 раза при сохранении высокой жесткости, обеспечить совмещенное решение кровли и снизить общую стоимость строительства.

леты стальных каркасов одноэтажных зданий назначают равными 24, 30, 36 м и более, кратными 6 м. Шаг колонн по крайним и средним рядам принимают 6 или 12 м. В многопролетных зданиях при необходимости передачи крупноразмерной продукции из пролета в пролет шаг колонн по внутренним рядам может быть увеличен до 18, 24 м и более, его назначают также кратным 6 м. Высота рамы H от уровня пола до оси нижнего пояса стропильной фермы должна быть кратной 1,2 м ($2M$) до высоты 10,8 м и кратной 1,8 ($3M$) при высоте более 10,8 м.

Одноэтажные производственные здания бывают однопролетными и многопролетными. Совершенствование машиностроительного, металлургического и других производств с укрупнительной сборкой и непрерывными технологическими процессами требует блокирования различных цехов под одной крышей. Сблокированные здания — корпуса большой площади, состоящие из продольных и поперечных пролетов разных высот, оборудованные мостовыми и подвесными кранами разной грузоподъемности (рис. 113).

Большое влияние на работу каркаса оказывают мостовые краны, режим работы которых определяет и режим работы производственного здания в целом: легкий, средний, тяжелый и весьма тяжелый. Режим работы зданий учитывают при проектировании и расчете конструкций введением специальных коэффициентов в соответствии с требованиями СНиП II-23-81.

При проектировании производственных зданий, подвергающихся воздействию высоких температур и агрессивных сред, предусматривают специальную защиту стальных конструкций от чрезмерного нагрева (облицовка керамикой и бетонами, устройство отражательных экранов и т. п.) и коррозии (покрытие масляными красками, битумным лаком, металлами и т. п.). При возведении зданий, эксплуатируемых в условиях низких температур (от -40 до -65°C), конструкции рассчитывают по упругой стадии, уменьшают размеры температурных отсеков, устанавливают дополнительные связи по каркасу, предусматривают мероприятия, снижающие концентрацию напряжений.

С целью ускорения и снижения трудоемкости монтажа стальных каркасов в последнее время широко применяют конвейерный способ монтажа крупными блока-

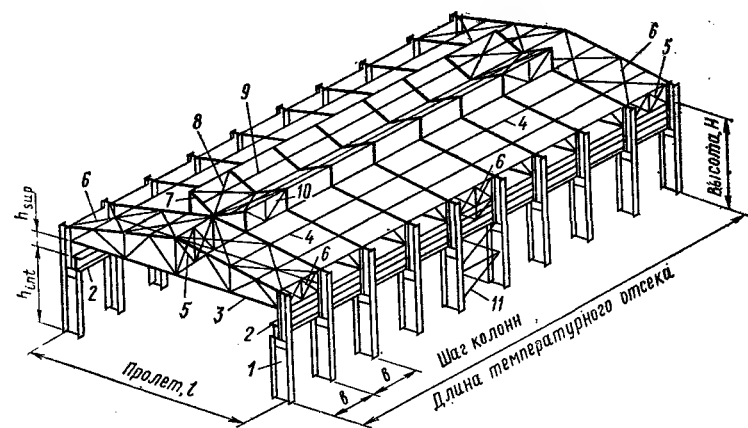


Рис. 114. Конструктивная схема стального каркаса одноэтажного промышленного здания

1 — колонны; 2 — подкрановые балки; 3 — стропильные фермы; 4 — прогоны по фермам; 5 — вертикальные связи между фермами; 6 — горизонтальные связи по фермам; 7 — рамы фонаря; 8 — горизонтальные связи фонаря; 9 — прогоны фонаря; 10 — вертикальные связи фонаря; 11 — вертикальные связи по колоннам

ми. Достоинством его является расчленение процесса сборки на простейшие операции, выполняемые на хорошо оборудованных стендах сборки с последующим передвижением блока с одного поста на другой и в зону подъема с помощью передвижных тележек-платформ. Важнейший принцип проектирования стальных каркасов — типизация конструкций, направленная на разработку типовых конструктивных схем зданий, их отдельных элементов.

6.2. ЭЛЕМЕНТЫ КАРКАСОВ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Как отмечалось выше, основными элементами каркасов являются поперечные рамы (рис. 114) со стойками и ригелями сплошного или сквозного сечения. Ригеля сплошного сечения (балки) имеют меньшую строительную высоту, чем сквозные, проще в изготовлении и удобнее при транспортировке, однако они уступают сквозным ригелям (фермам) по расходу металла. Поэтому основным типом ригеля в каркасных производственных зданиях принято считать стропильную ферму с парал-

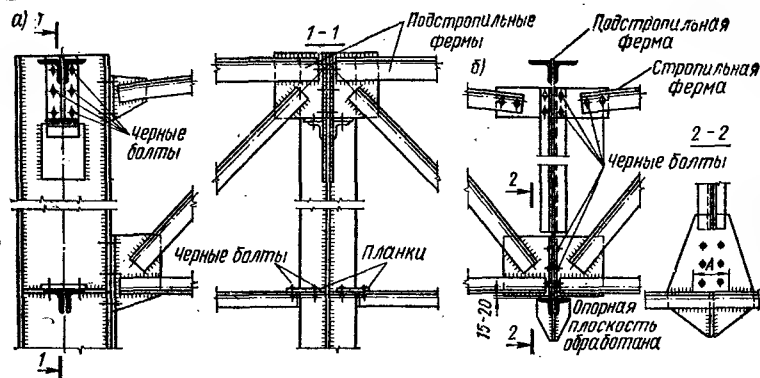


Рис. 115. Узлы соединения

а — стропильных и подстропильных ферм к колонне; б — стропильной фермы с подстропильной

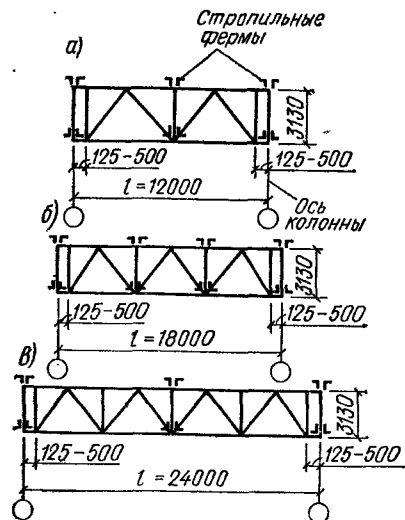


Рис. 116. Унифицированные типовые схемы (а—в) подстропильных ферм

планками или раскосной решеткой. В зданиях с тяжелыми мостовыми кранами грузоподъемностью 125 т и более предусматривают колонны раздельного типа, состоящие из шатровой и подкрановой ветвей, работающих независимо одна от другой. Для увеличения жесткости здания

лельными поясами, трапецеидальную или сегментную (см. п. 5.2). В случае применения мостовых кранов грузоподъемностью более 20 т используют ступенчатые колонны сплошного сечения или сквозные, состоящие из шатровой и подкрановой ветвей, работающих совместно (см. п. 4.2).

Преимущественно используют колонны смешанного типа, в которых надкрановую часть выполняют сплошной в виде прокатного или сварного двутавра, а подкрановую — сквозной в виде двух ветвей из прокатных профилей, связанных

в поперечном направлении стропильную ферму жестко соединяют с колоннами. Такое решение достигается при соединении стропильной фермы к шатровой ветви колонны сбоку (рис. 115, а). Сопряжение поясов фермы с колонной осуществляют на черных болтах.

При увеличении шага колонн средних рядов многопролетных зданий до 12—24 м стропильные фермы в промежутке между колоннами опираются на подстропильные фермы (рис. 115, б). Как правило, подстропильные фермы выполняют в виде ферм с параллельными поясами (рис. 116), сопрягаемыми с надкрановой частью колонны также на черных болтах (рис. 115, а).

Основные несущие элементы подкрановых конструкций — сплошные или сквозные подкрановые балки. Сплошные изготовляют из прокатных двутавров с усилением верхнего пояса уголками или плоскими листами. Их применяют при шаге колонн 6 м и кранах грузоподъемностью до 20 т. При большей грузоподъемности подкрановые балки делают сварными из трех листов. Сплошные подкрановые балки бывают разрезными и неразрезными. Неразрезные балки трудоемки в монтаже, но более жестки и на 10—13 % легче разрезных.

Решетчатые подкрановые балки целесообразно применять при шаге колонн 12 м и более при кранах легкого и среднего режимов работы грузоподъемностью до 75 т. В этом случае они позволяют экономить до 15—20 % стали по сравнению со сплошными. При больших пролетах и тяжелых мостовых кранах для увеличения жесткости подкрановую балку объединяют с подстропильной фермой, получая при этом комбинированную конструкцию, называемую подкраново-подстропильной фермой. Подкрановые балки опираются на подкрановые ветви колонн через опорные торцевые ребра и крепятся к ним болтами, а к шатровой ветви — крепежными планками (рис. 58 и 69). Компонировка конструктивной схемы каркаса включает постановку системы связей по шатру здания и по колоннам. По шатру покрытия ставят горизонтальные связи по верхним и нижним поясам и вертикальные связи между фермами (рис. 117).

Горизонтальные связи по верхним поясам устанавливают в поперечном направлении и обеспечивают устойчивость сжатых элементов верхнего пояса ферм от вертикальных нагрузок (см. гл. 5). В беспрогонной системе

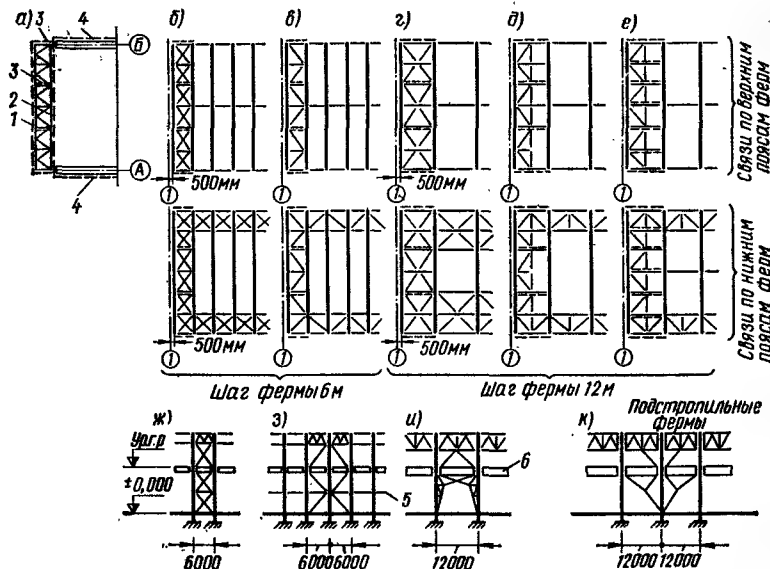


Рис. 117. Схемы систем связей

а—в — по покрытию при шаге колонн 6 м; г—е — по покрытию при шаге колонн 12 м; ж—к — между колоннами

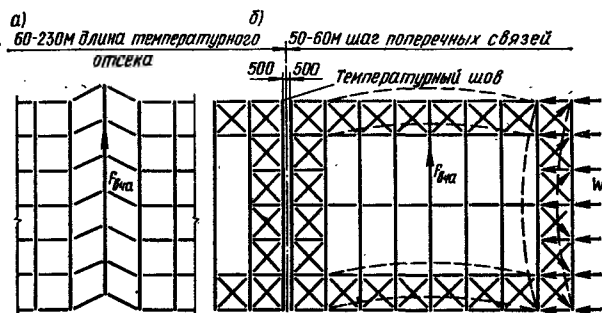


Рис. 118. Поперечная деформация каркаса от местной крановой нагрузки

а — без горизонтальных связей по нижним поясам ферм; б — то же, с горизонтальными связями

функцию связей по верхним поясам могут выполнять железобетонные плиты, которые крепят на сварке к верхнему поясу, а связи устанавливают только по краям температурных отсеков на период монтажа. Горизон-

тальные связи по нижним поясам ферм устанавливают как в поперечном, так и в продольном направлениях. Поперечные связи по нижним поясам устраивают, как правило, в торцах зданий и температурного отсека и служат ветровыми фермами от воздействия горизонтальных ветровых нагрузок (рис. 118, б).

Продольные связи по нижним поясам служат главным образом для вовлечения в пространственную работу всего покрытия при действии местных крановых (рис. 118, а) или других нагрузок. Связи по нижним поясам устраивают преимущественно в зданиях с тяжелым режимом работы.

Вертикальные связи между фермами устанавливают между опорными стойками ферм и в промежутке между фермами с шагом не менее 12 м. Их основное назначение — создать жесткий неизменяемый пространственный блок, состоящий из двух стропильных ферм и поперечных связей по верхним и нижним поясам.

В зданиях с легким и средним режимом работы связи выполняют из одиночных уголков и труб, прикрепленных к узлам стропильной фермы на болтах, а в зданиях с тяжелым режимом работы — из труб или швеллеров на сварке. К жестким блокам, образованным двумя фермами и системой связей, остальные фермы присоединяют распорками или прогонами по верхним поясам, а в зданиях с тяжелым режимом работы — и по нижним для предупреждения их дрожания (рис. 117). Чтобы избежать возникновения в связевых элементах сжимающих усилий, связи проектируют крестовыми.

Связевые фермы с треугольной решеткой, работающей на растяжение и сжатие, по расходу металла уступают фермам с крестовой решеткой, однако они проще в изготовлении и монтаже, вследствие чего в последнее время они получают преимущественное применение.

Кроме связей по шатру устраивают вертикальные связи между колоннами каркаса в продольном направлении (рис. 117, ж—к), которые обеспечивают жесткость и неизменяемость каркаса здания в продольном направлении от воздействия продольных ветровых нагрузок, продольных тормозных сил от воздействия мостовых кранов, а также увеличивают устойчивость колонн из плоскости. Простейшая конструкция — крестовые или раскосные системы связей (рис. 117, ж, з). По сред-

Technical drawings of a building's structural elements, including a cross-section of a wall (a), a plan view of a wall (b), a plan view of a floor (c), a plan view of a roof (d), and a plan view of a foundation (e). The drawings show various structural components like beams, columns, and walls, with dimensions and labels in Russian.

а) Cross-section of a wall: Shows a wall with a height of 3600 mm and a width of 3600 mm. The wall is divided into three sections: 1 (left), 2 (middle), and 3 (right). The wall is labeled "Вертикальная связь между формами" (Vertical connection between forms). Dimensions include 1200 mm, 1200 mm, and 1200 mm. Labels include "1-1", "2-2", "3-3", "4-4", "5-5", "6-6", "7-7", "8-8", "9-9", "10-10", "11-11", "12-12", "13-13", "14-14", "15-15", "16-16", "17-17", "18-18", "19-19", "20-20", "21-21", "22-22", "23-23", "24-24", "25-25", "26-26", "27-27", "28-28", "29-29", "30-30", "31-31", "32-32", "33-33", "34-34", "35-35", "36-36", "37-37", "38-38", "39-39", "40-40", "41-41", "42-42", "43-43", "44-44", "45-45", "46-46", "47-47", "48-48", "49-49", "50-50", "51-51", "52-52", "53-53", "54-54", "55-55", "56-56", "57-57", "58-58", "59-59", "60-60", "61-61", "62-62", "63-63", "64-64", "65-65", "66-66", "67-67", "68-68", "69-69", "70-70", "71-71", "72-72", "73-73", "74-74", "75-75", "76-76", "77-77", "78-78", "79-79", "80-80", "81-81", "82-82", "83-83", "84-84", "85-85", "86-86", "87-87", "88-88", "89-89", "90-90", "91-91", "92-92", "93-93", "94-94", "95-95", "96-96", "97-97", "98-98", "99-99", "100-100", "101-101", "102-102", "103-103", "104-104", "105-105", "106-106", "107-107", "108-108", "109-109", "110-110", "111-111", "112-112", "113-113", "114-114", "115-115", "116-116", "117-117", "118-118", "119-119", "120-120", "121-121", "122-122", "123-123", "124-124", "125-125", "126-126", "127-127", "128-128", "129-129", "130-130", "131-131", "132-132", "133-133", "134-134", "135-135", "136-136", "137-137", "138-138", "139-139", "140-140", "141-141", "142-142", "143-143", "144-144", "145-145", "146-146", "147-147", "148-148", "149-149", "150-150", "151-151", "152-152", "153-153", "154-154", "155-155", "156-156", "157-157", "158-158", "159-159", "160-160", "161-161", "162-162", "163-163", "164-164", "165-165", "166-166", "167-167", "168-168", "169-169", "170-170", "171-171", "172-172", "173-173", "174-174", "175-175", "176-176", "177-177", "178-178", "179-179", "180-180", "181-181", "182-182", "183-183", "184-184", "185-185", "186-186", "187-187", "188-188", "189-189", "190-190", "191-191", "192-192", "193-193", "194-194", "195-195", "196-196", "197-197", "198-198", "199-199", "200-200", "201-201", "202-202", "203-203", "204-204", "205-205", "206-206", "207-207", "208-208", "209-209", "210-210", "211-211", "212-212", "213-213", "214-214", "215-215", "216-216", "217-217", "218-218", "219-219", "220-220", "221-221", "222-222", "223-223", "224-224", "225-225", "226-226", "227-227", "228-228", "229-229", "230-230", "231-231", "232-232", "233-233", "234-234", "235-235", "236-236", "237-237", "238-238", "239-239", "240-240", "241-241", "242-242", "243-243", "244-244", "245-245", "246-246", "247-247", "248-248", "249-249", "250-250", "251-251", "252-252", "253-253", "254-254", "255-255", "256-256", "257-257", "258-258", "259-259", "260-260", "261-261", "262-262", "263-263", "264-264", "265-265", "266-266", "267-267", "268-268", "269-269", "270-270", "271-271", "272-272", "273-273", "274-274", "275-275", "276-276", "277-277", "278-278", "279-279", "280-280", "281-281", "282-282", "283-283", "284-284", "285-285", "286-286", "287-287", "288-288", "289-289", "290-290", "291-291", "292-292", "293-293", "294-294", "295-295", "296-296", "297-297", "298-298", "299-299", "300-300", "301-301", "302-302", "303-303", "304-304", "305-305", "306-306", "307-307", "308-308", "309-309", "310-310", "311-311", "312-312", "313-313", "314-314", "315-315", "316-316", "317-317", "318-318", "319-319", "320-320", "321-321", "322-322", "323-323", "324-324", "325-325", "326-326", "327-327", "328-328", "329-329", "330-330", "331-331", "332-332", "333-333", "334-334", "335-335", "336-336", "337-337", "338-338", "339-339", "340-340", "341-341", "342-342", "343-343", "344-344", "345-345", "346-346", "347-347", "348-348", "349-349", "350-350", "351-351", "352-352", "353-353", "354-354", "355-355", "356-356", "357-357", "358-358", "359-359", "360-360", "361-361", "362-362", "363-363", "364-364", "365-365", "366-366", "367-367", "368-368", "369-369", "370-370", "371-371", "372-372", "373-373", "374-374", "375-375", "376-376", "377-377", "378-378", "379-379", "380-380", "381-381", "382-382", "383-383", "384-384", "385-385", "386-386", "387-387", "388-388", "389-389", "390-390", "391-391", "392-392", "393-393", "394-394", "395-395", "396-396", "397-397", "398-398", "399-399", "400-400", "401-401", "402-402", "403-403", "404-404", "405-405", "406-406", "407-407", "408-408", "409-409", "410-410", "411-411", "412-412", "413-413", "414-414", "415-415", "416-416", "417-417", "418-418", "419-419", "420-420", "421-421", "422-422", "423-423", "424-424", "425-425", "426-426", "427-427", "428-428", "429-429", "430-430", "431-431", "432-432", "433-433", "434-434", "435-435", "436-436", "437-437", "438-438", "439-439", "440-440", "441-441", "442-442", "443-443", "444-444", "445-445", "446-446", "447-447", "448-448", "449-449",

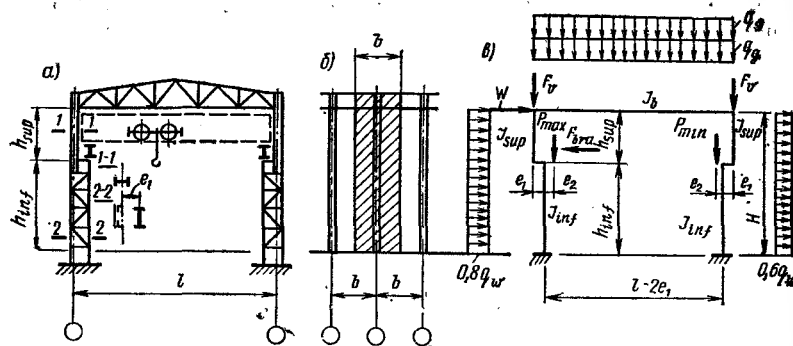


Рис. 120. К расчету однопролетной рамы

а — конструктивная схема; б — ширина расчетного блока; в — расчетная схема

мы определяем отдельно по каждому виду нагрузки, затем путем их комбинаций определяем наименее выгодное сочетание, которое и принимаем за расчетное. Для статического расчета необходимо знать соотношения моментов инерции сечений ее элементов. В случае применения однородной стали эти соотношения приближенно можно принимать:

для однопролетных рам

$$J_{inf}/J_{sup} = 7 - 10 \text{ и } J_b/J_{sup} = 20 - 40;$$

а для многопролетных

$$J_{inf,i}/J_{inf,e} = 1 - 4,$$

где J_{inf} — момент инерции подкрановой части сечения колонны в однопролетном здании; $J_{inf,i}$ — то же, колонны наружного ряда; J_{sup} — момент инерции надкрановой части сечения колонны в однопролетном здании; $J_{inf,e}$ — то же, колонны среднего ряда; J_b — момент инерции поперечного сечения стропильной фермы.

Учитывая, что изменение соотношений моментов инерции в пределах 30 % мало отражается на значении расчетных моментов, можно, задаваясь моментом инерции сечения фермы по конструктивным соображениям (см. п. 6.3), определить через него моменты инерции остальных элементов рамы.

Современная тенденция расчета рамных каркасов учитывает при действии местных и крановых нагрузок пространственную работу конструкции в целом, т. е. совместную работу всех поперечных рам и системы связей в едином пространственном блоке. Такой расчет

рамного каркаса дает значительный положительный эффект по расходу металла, особенно при воздействии сосредоточенных крановых нагрузок. В зданиях с шарнирным сопряжением ригеля с колоннами стропильную ферму (ригель) рассчитывают как обычную ферму на двух опорах или многопролетную неразрезную. Колонны рассчитывают как внецентренно сжатые стержни, зашпеленные в фундаменте (см. п. 1.10).

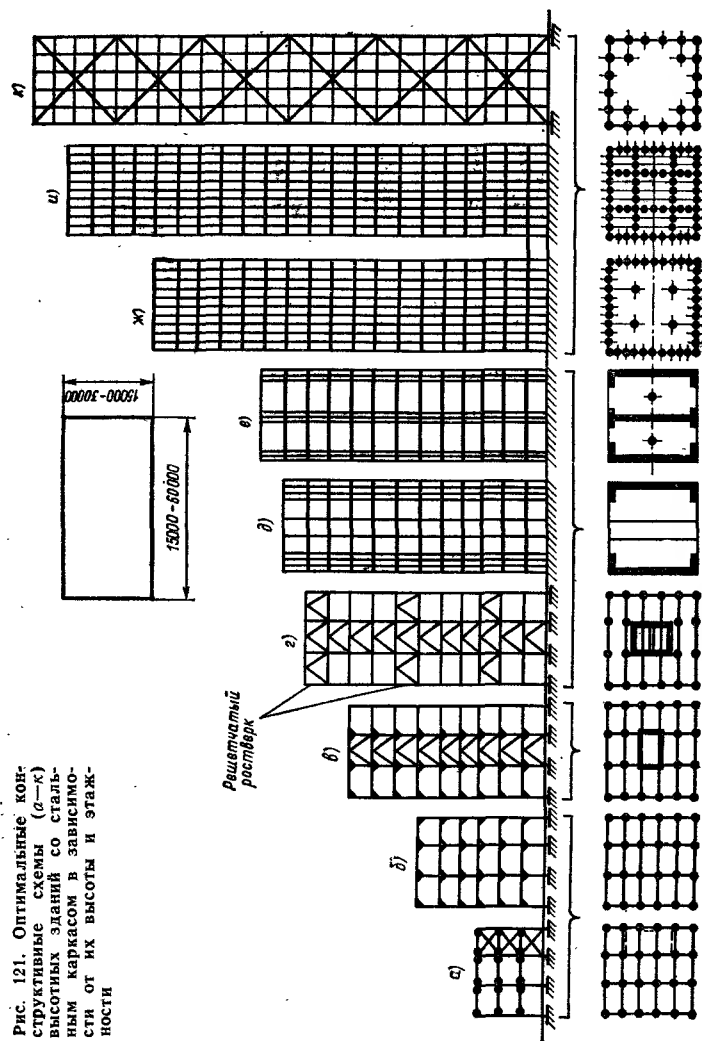
Глава 7. КАРКАСЫ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

7.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ. ТИПЫ СЕЧЕНИЯ КОЛОНН И БАЛОК

Применение стальных конструкций в зданиях повышенной этажности (16—30 этажей) и в высотных зданиях (более 30 этажей) объясняется преимуществами, которые имеет сталь как материал и как способ строительства: возможность проектирования большого шага колонн при их минимальном поперечном сечении; высокая несущая способность каркаса при малой собственной массе; достижение максимальной гибкости планировки при высоком коэффициенте использования объема здания; индустриальность строительства из элементов полной заводской готовности, снижающая сроки возведения зданий; отсутствие мокрых процессов на монтаже; возможность трансформации несущего каркаса в процессе эксплуатации применительно к новым условиям технологии; возможность демонтажа здания после истечения срока службы.

Элементами каркаса являются колонны, балки перекрытий (ригели), вертикальные связи жесткости и горизонтальные диски перекрытий, включающие плиту перекрытия. Каркасы высотных зданий и зданий повышенной этажности воспринимают и передают на фундамент все вертикальные и горизонтальные нагрузки. С увеличением высоты здания наиболее опасным воздействием становится горизонтальная нагрузка от ветра, поэтому современная классификация каркасов многоэтажных зданий связана со способом восприятия горизонтальных нагрузок (рис. 121).

Рис. 121. Оптимальные конструктивные схемы (а—к) высотных зданий со стальным каркасом в зависимости от их высоты и этажности



В зданиях до 20 этажей наибольшее распространение получила связевая схема с податливыми узловыми соединениями (рис. 121, а). Она имеет целый ряд преимуществ перед остальными схемами, главными из которых являются простота сопряжения балок с колоннами и меньшая трудоемкость возведения. Горизонтальная жесткость обеспечивается вертикальными связями, устанавливаемыми, как правило, во всех поперечных и продольных плоскостях рам. Вертикальные связи выполняются в виде раскосной, полураскосной или крестовой решеток, расположенной в одном пролете рамы снизу доверху (рис. 122). Предпочтительнее следует отдавать полураскосной схеме, имеющей наименьшую длину связевых элементов и уменьшающей пролет главных балок, а следовательно, снижающей расход материала.

При увеличении этажности до 30—50 этажей применяют рамные, когда по условиям эксплуатации в каркасе невозможно разместить связи, и

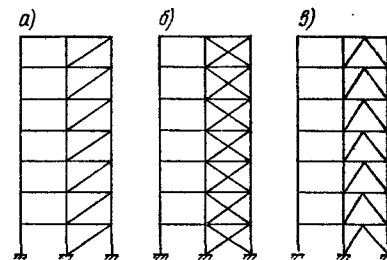


Рис. 122. Типы решеток вертикальных связевых ферм

а — раскосная; б — крестовая; в — полураскосная

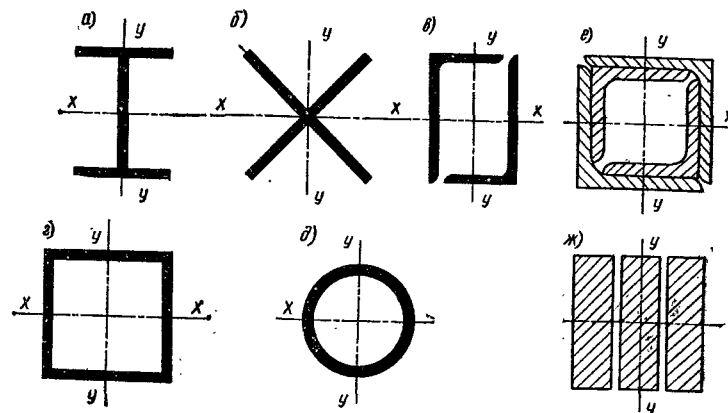


Рис. 123. Типы сечения колонн

а — двутавровое; б — крестообразное; в — прямоугольное; г — квадратное; д — трубчатое; е — комбинированное из уголков; ж — комбинированное из толстолистовой стали

комбинированные рамно-связевые схемы (см. рис. 121, б, в). Для увеличения горизонтальной жесткости в связевых пролетах путем заполнения их бетоном создают диафрагмы жесткости или устраивают коробчатое железобетонное ядро, используемое одновременно в качестве вертикальной коммуникационной шахты. Дальнейшее увеличение жесткости в таких схемах достигается устройством в двух или более ярусах по высоте решетчатых жестких ростверков (см. рис. 121, г).

При количестве этажей более 60 применяют бескаркасные схемы с поперечными несущими стенами, выполняющими роль диафрагм жесткости (см. рис. 121, д, е). Совместная работа поперечных стен при действии горизонтальных нагрузок обеспечивается дисками перекрытий, стеновым заполнением и системой горизонтальных и вертикальных связей, лежащих в плоскости наружных и внутренних стен. Такие схемы предполагают применение монолитных железобетонных стен с жестким армированием (из прокатных профилей).

Для облегчения высотных зданий и повышения их жесткости используют коробчатые (оболочковые) схемы с внутренним каркасом и коробчатые многосекционные схемы (см. рис. 121, ж, и).

Особенность этих конструктивных схем в том, что горизонтальные нагрузки воспринимаются развитым поперечным сечением коробки наружных стен, а вертикальные — внутренними элементами каркаса. Благодаря этому коробчатые схемы обладают повышенной сопротивляемостью горизонтальным воздействиям.

В отличие от схем с несущими поперечными стенами, в коробчатых системах стена решается в виде жесткой пространственной решетки безраскосного типа. Это позволяет устраивать остекленным весь периметр здания. Наибольшей горизонтальной жесткостью обладает коробчатая система с пространственной раскосной решеткой, лежащей в плоскости наружного ограждения (см. рис. 121, к).

В большинстве случаев высотные здания проектируют башенного типа; в этом случае они играют роль архитектурных доминант городской застройки. Независимо от формы в плане длину башен проектируют 15—60 м, а ширину 15—30 м.

Распространенные типы поперечных сечений колонн: двутавровые, прямоугольные и квадратные коробчатого профиля, крестообразные, трубчатые, а также комбинированные профили из набора уголков или толстолистовой стали (рис. 123). Наибольшее применение имеют двутавровые сечения, требующие минимальной трудоемкости каркаса при монтаже (рис. 123, а).

Прямоугольные сечения часто применяют для несущих решетчатых стен в коробчатых (оболочковых) схемах, причем габариты таких сечений в плоскости стены 30—150 см, а из плоскости 20—60 см. Для внутренних колонн каркаса, к которым примыкают перегородки, удобными являются крестообразные сечения, позволяющие спрятать колонну в толщину перегородок (рис. 123, б).

В последнее время для высотных зданий используют комбинированные профили (рис. 123, в, ж), обеспечивающие максимальную несущую способность сечения при минимальных габаритных размерах. Для балок используют главным образом двутавровые, швеллерные и коробчатые сечения, развитые по высоте (рис. 124). С целью экономии стали составные сварные балки двутаврового сечения могут быть переменной высоты, соответствующей изменению эпюры изгибающих моментов. Балки образуют балочную клетку, основы проектирования которой изложены в гл. 3.

Строительную высоту междуэтажного перекрытия по экономическим соображениям ограничивают размерами 350—400 мм. Для этого высоту главных балок принимают ниже оптимального значения, задаваясь отношением $h/l = 1/10—1/18$. В высотных зданиях коробчатой (оболочковой) схемы ввиду большого пролета несущая конструкция междуэтажного перекрытия может быть выполнена из перекрестных балок или ферм (рис. 196, 209), работающих в двух или более направлениях в зависимости от формы плана здания.

В связевых, рамных и рамно-связевых каркасах, получивших преимущественное распространение в стране, наружные стены выполняют навесными в виде однослойных панелей из легкого бетона либо многослойными с наружным и внутренним слоями из профилированной стали или алюминиевого сплава и средним слоем из легкого эффективного утеплителя. В коробчатых системах стены проектируют несущими решетчатыми, состо-

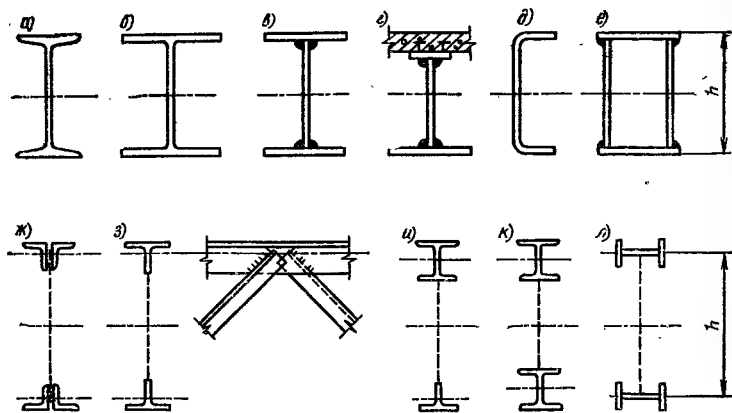


Рис. 124. Типы сечения балок (а-е) и ферм (ж-л)

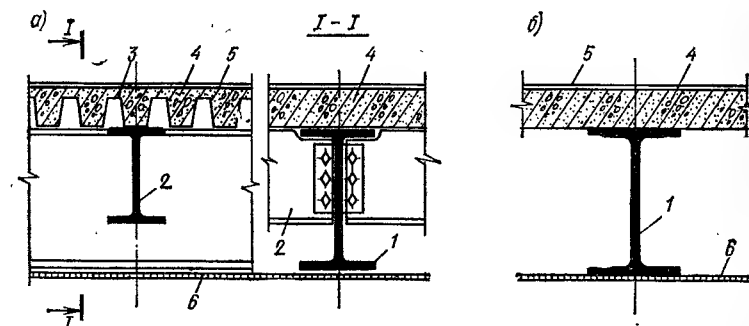


Рис. 125. Основные системы междуэтажных перекрытий

а — с несущим стальным профилированным настилом; б — то же, с железобетонной плитой; 1 — главная балка; 2 — вспомогательная балка; 3 — стальной профилированный настил; 4 — бетонная плита; 5 — конструкция пола; 6 — конструкция подвесного потолка

ящими из двутавровых или коробчатого сечения колонн и обвязочных балок. Шаг колонн в таких стенах не превышает 3 м.

В качестве ограждающих конструкций перекрытий применяют монолитные перекрытия по стальному профилированному настилу или железобетонные плиты по стальным балкам. Пролеты перекрытий по стальному настилу, как правило, не превышают 3 м, а по стальным балкам — 6 м. При больших пролетах устраивают ребристые железобетонные плиты (рис. 125).

7.2. РАБОТА КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

Основные нагрузки, действующие на каркас многоэтажного здания: вертикальные — постоянные равномерно распределенные от собственной массы конструкций каркаса и междуэтажного перекрытия; временные — равномерно распределенные от оборудования и людей; постоянные и временные, сосредоточенные от машин, оборудования и т. п. (для промышленных этажей); горизонтальные — неравномерно распределенные от ветра; сейсмические (рис. 126).

Стальной каркас многоэтажного здания или сооружения рассчитывают на несущую способность по предельному состоянию первой группы и жесткость по предельному состоянию второй группы. В рамных каркасах, имеющих жесткое сопряжение ригеля с колоннами, все элементы каркаса одновременно включаются в работу по восприятию горизонтальных нагрузок, приложенных в любом месте пространственной рамы. При этом горизонтальные ветровые нагрузки, воспринимаемые наружными

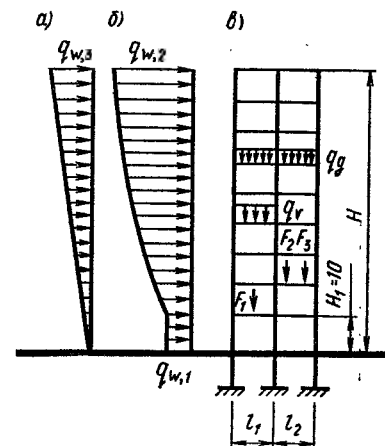


Рис. 126. Расчетные нагрузки на каркас

а — пульсация скоростного напора ветра; б — статическое действие ветра; в — поперечный разрез с вариантами вертикальных нагрузок

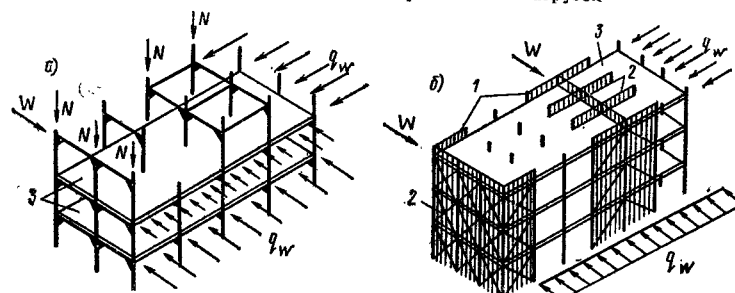


Рис. 127. Схемы работы каркаса на горизонтальные воздействия

а — рамного; б — связевого; 1 — продольные вертикальные диски жесткости; 2 — то же, поперечные; 3 — горизонтальные диски жесткости

стенами, передаются перекрытиями на все рамы каркаса (рис. 127, а). В связевых системах ригели и колонны воспринимают только вертикальные нагрузки, а горизонтальные нагрузки воспринимаются вертикальными связевыми фермами, расположенными как в плоскости наружного ограждения, так и по внутренним осям здания (рис. 127, б).

При расчете каркаса многоэтажного здания или сооружения вертикальные постоянные и временные нагрузки приводят к линейным равномерно распределенным или сосредоточенным нагрузкам на балки перекрытия с учетом их нормативных значений и коэффициентов перегрузки. Горизонтальную нагрузку от ветра определяют по нижеследующим приближенным формулам:

$$q_{w,1} = w(0,8 + 0,6) \gamma w s; \quad (87)$$

$$q_{w,2} = q_{w,1} k w; \quad (88)$$

$$q_{w,3} = 0,24(2q_{w,2} + q_{w,1}), \quad (89)$$

где w — нормативный скоростной напор ветра, определяемый по табл. 6 СНиП II-6-74, кН/м²; $q_{w,1}$ и $q_{w,2}$ — ординаты эпюры статической части распределенной ветровой нагрузки соответственно на высоте 10 м от уровня земли и на верхней отметке зданий, кН/м; k_w — высотный коэффициент, определяемый по табл. 7 СНиП II-6-74; $\gamma_w = 1,2$ — коэффициент перегрузки для ветровой нагрузки; $(0,8 + 0,6)$ — сумма аэродинамических коэффициентов; $q_{w,3}$ — ордината эпюры распределенной нагрузки от динамического скоростного напора ветра, кН/м²; s — шаг рам, м.

Полный изгибающий момент на уровне земли, действующий на все сооружение в целом, определяют по формуле

$$M = (H^2/3) [(q_{w,1}/2) + q_{w,2}] (1 + \xi/5), \quad (90)$$

где ξ — коэффициент динамичности, принимаемый по п. 6.12 СНиП II-6-74.

Изгибающий момент от статической части ветровой нагрузки равен

$$M_s = (H^2/6) (2q_{w,2} + q_{w,1}). \quad (91)$$

Статический расчет каркаса при связевой схеме предусматривает расчленение пространственной конструкции на отдельные плоские системы, работающие, как правило, в поперечном направлении (рис. 128, а). Расчетная схема представляет собой многоэтажную раму с шарнирным сопряжением ригелей с колоннами и со связевой фермой в одном из пролетов. Ригели та-

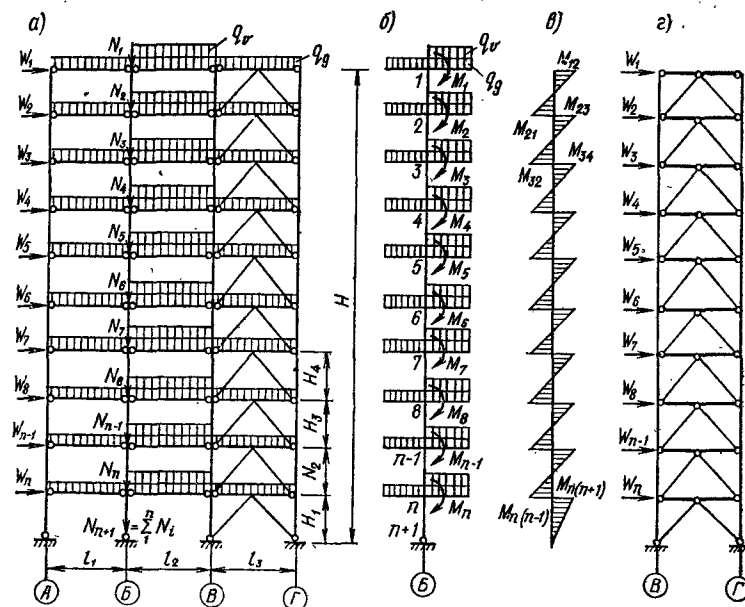


Рис. 128. К расчету связевого каркаса

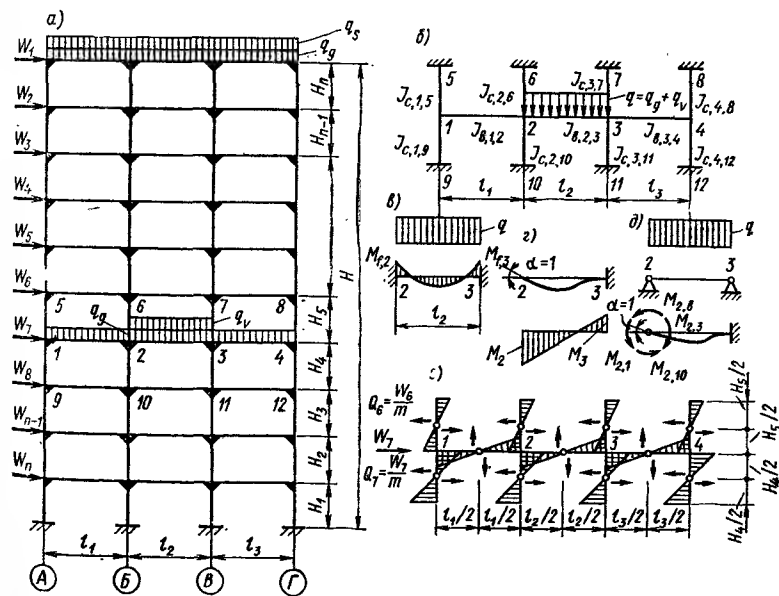


Рис. 129. К расчету рамного каркаса

кой рамы, загруженные равномерно распределенной постоянной и временной нагрузками, работают как разрезные балки и рассчитывают по методике, изложенной в гл. 3. Опорные реакции ригелей передаются на колонны каркаса в виде продольных сил N .

При симметричном нагружении ригелей по всем этажам в колоннах будут возникать только усилия центрального сжатия. Однако наилучшим вариантом нагружения, который может иметь место в процессе эксплуатации, является одностороннее нагружение пролетов временной нагрузкой (рис. 128, б), вызывающей возникновение местных изгибающих моментов M_{loc} в колоннах (рис. 128, в), поэтому при проектировании колонн делается два расчета: первый — на центральное сжатие от максимальной сжимающей силы N_{max} ; второй — на внецентренное сжатие от совместного действия местного изгибающего момента M_{loc} и соответствующей продольной силы N . Значение местного изгибающего момента находят по формуле

$$M_{loc} = G_{max} e_1 - G_{min} e_2, \quad (92)$$

где G_{max} , G_{min} — опорные реакции ригелей, нагруженных соответственно нагрузками $q = (q_s + q_v)$ и q_s ; e_1 , e_2 — соответствующие эксцентриситеты приложения опорных реакций по отношению к оси колонны.

Горизонтальная ветровая нагрузка передается полностью на связевую систему в виде сосредоточенных сил W , приложенных к узлам рамы (рис. 128, г). Расчет такой системы производят как консольной статически определимой фермы, заземленной в фундаменте (см. п. 5.5).

Рамную конструктивную схему с жесткими узлами сопряжения ригелей и стоек рассчитывают как много раз статически неопределимую систему методами строительной механики с применением ЭВМ. От одновременного воздействия расчетных вертикальных и горизонтальных нагрузок в сечениях колонн и ригелей определяют расчетные изгибающие моменты M_{cal} , продольные N_{cal} и поперечные Q_{cal} силы (рис. 129, а). Причем рассматривают наименее выгодную комбинацию расчетных нагрузок.

Значения моментов от вертикальной нагрузки в сечениях рамы могут быть определены с помощью приближенного расчета. Для этого из многоэтажной рамы вырезают одно звено, показанное на рис. 129, б. Пользу-

ясь табл. 22 и 24, задают приближенные значения габаритных размеров ригеля и стойки рамы и определяют для них по формуле (63) значения моментов инерции всех стоек и ригелей, входящих в расчетное звено. Действительный изгибающий момент в нагруженном стержне 2—3 в узле 2 определяют по формуле

$$M_{2,3} = M_{f,2} [(\Sigma k_2 - k_{r,2,3}) / \Sigma k_2], \quad (93)$$

где $M_{f,2}$ — фиктивный изгибающий момент в стержне 2—3 на опоре 2; Σk_2 — сумма линейных жесткостей стержней, примыкающих к узлу 2; $k_{r,2,3}$ — линейная жесткость стержня (ригеля) 2—3.

Действительный изгибающий момент в незагруженном стержне (например, 1—2), примыкающем к узлу 2, по аналогии можно записать

$$M_{2,1} = M_{f,2} (k_{r,1,2} / \Sigma k_2). \quad (94)$$

Фиктивный изгибающий момент на опоре стержня под действием равномерно распределенной нагрузки при полном заземлении его концов (рис. 129, в) имеет вид

$$M_{f,2} = -ql_2^2 / 12.$$

Линейные жесткости стержней ригелей и стоек соответственно определяют по формулам

$$k_r = 6EJ_b / l; \quad k_c = 6EJ_c / H_i. \quad (95)$$

При различных нагрузках на перекрытия рассматривают все характерные звенья рамы и определяют для них расчетные изгибающие моменты. Продольные усилия N в колоннах от вертикальных нагрузок определяют аналогично связевому каркасу.

Расчетные изгибающие моменты от горизонтальной ветровой нагрузки также могут быть определены приближенно. Для этого многоэтажную раму расчленяют на одноэтажные с установленным положением нулевых точек эпюр моментов в стойках и ригелях рамы: в стойках — в верхнем этаже $0,6 H$ от оси верхнего ригеля; в промежуточном этаже $0,5 H$; в нижнем этаже $0,4 H$ от верхнего ригеля; в ригелях — $0,5 l$. Изгибающий момент от ветровой нагрузки определяют по формуле

$$M_w = Q_w H / 2, \quad (96)$$

где Q_w — поперечная сила в одной стойке на уровне шарнира, определяемая отношением суммарной ветровой нагрузки, действующей выше рассматриваемой оси шарниров, к количеству вертикальных стоек в поперечнике расчетной схемы (рис. 129, в).

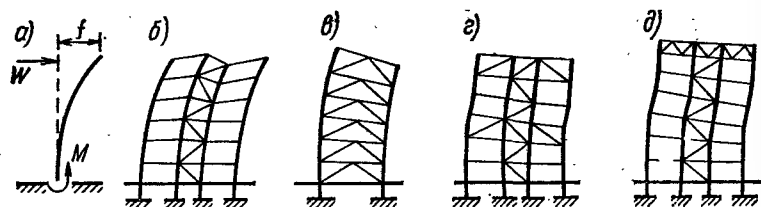


Рис. 130. Работа вертикальных связей (а-в) и горизонтальных ростверковых ферм (г, д)

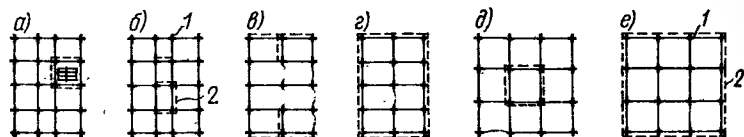


Рис. 131. Варианты расположения вертикальных связей в плане

а — вокруг лестничной клетки; б — по внутренним осям при ленточном остеклении по периметру; в — при глухих торцевых стенах; г-е — в зданиях большой этажности; 1 — колонна; 2 — связи

Расчетные усилия в элементах рамы получают суммированием изгибающих моментов, нормальных и поперечных сил от вертикальных и горизонтальных нагрузок. Проверку по несущей способности расчетных сечений производят по формулам (16) — (21).

Расчет по предельному состоянию второй группы ограничивает горизонтальное перемещение верха многоэтажного здания $f \leq (1/600 - 1/800)H$. Для выполнения этого условия рекомендуется отношение высоты сооружения к его ширине задавать в пределах $H/B \leq 7$.

В статике многоэтажное здание — изгибаемый стержень, защемленный в фундамент (рис. 130). При наличии узкой связевой фермы (рис. 130, б) каркас испытывает большие горизонтальные перемещения за счет значительных продольных деформаций самих связей, поэтому для увеличения горизонтальной жесткости в отдельных рамах можно проектировать связевую форму на всю ширину здания (рис. 130, в). В том случае, когда такие связи препятствуют нормальной эксплуатации здания, узкие связевые фермы могут быть усилены дополнительными связями с наружными стойками (рис. 130, г) или введением ростверковой горизонтальной фермы (рис. 130, д). Места устройства связевых ферм показаны на рис. 131.

7.3. КОМПОНОВКА СИСТЕМ ЗДАНИЙ. УЗЛЫ СОЕДИНЕНИЯ БАЛОК С КОЛОННАМИ

Конструкции междуэтажных перекрытий образуют горизонтальные жесткие диски, которые объединяют вертикальные несущие конструкции зданий, обеспечивая совместную работу всего сооружения в целом. Компонировку балочной клетки междуэтажного перекрытия определяют архитектурно-конструктивной формой здания. Характерные типы компоновки перекрытий показаны на рис. 132.

Горизонтальная жесткость перекрытия обеспечивается железобетонными плитами перекрытия, а при необходимости усиления постановкой дополнительных горизонтальных связей внутри контура (рис. 132, а) или по периметру (рис. 132, б, в).

В рамных каркасах в узлах сопряжения ригелей со стойками возникают изгибающие моменты M и N (рис. 133). Изгибающий момент раскладывается на пару сил N_s , которые передаются на колонну с помощью соедини-

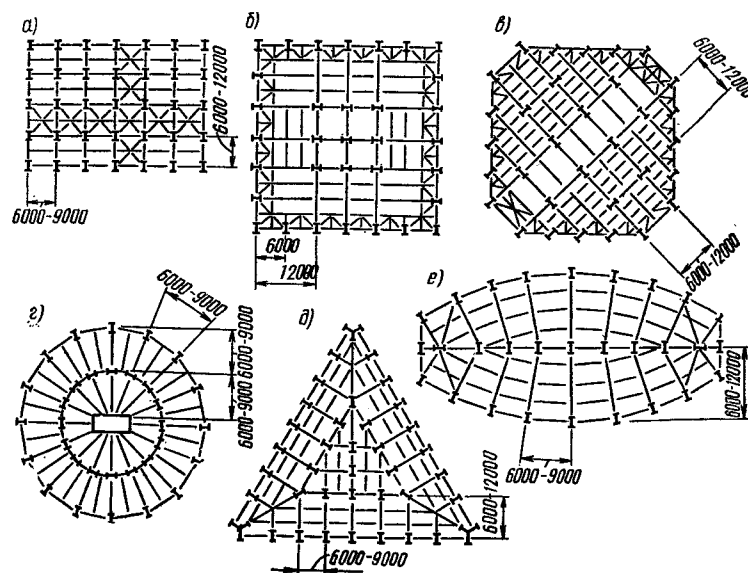


Рис. 132. Примеры компоновочных схем междуэтажных перекрытий при различных формах плана здания (а-е)

тельных пластин, приваренных к колонне и полкам балки,

$$N_s = M/l_s,$$

где l_s — плечо между осями планок.

Поперечные силы передаются на колонну с помощью опорных столиков. При двутавровых колоннах и балках требуется устройство ребер жесткости в колонне по оси

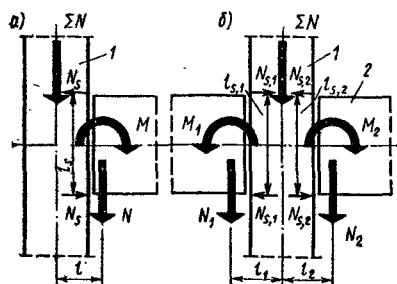


Рис. 133. Расчетные схемы узлов рамного каркаса

а — по крайней осн; б — по средней
оси; 1 — колонна; 2 — балка

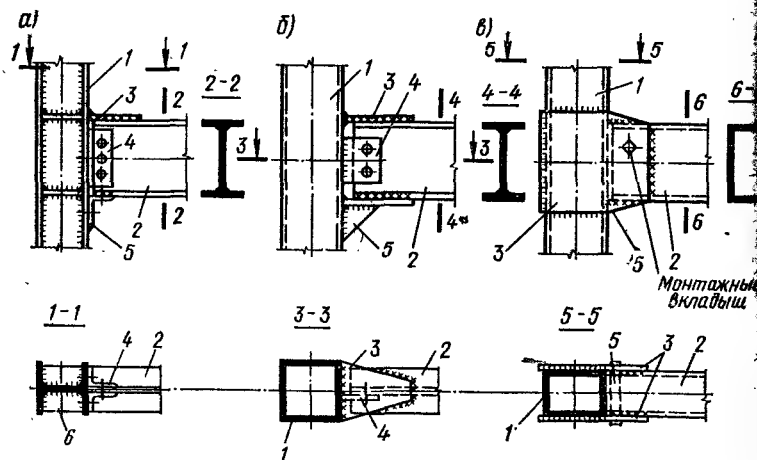


Рис. 134. Узлы соединения балок с колоннами

a — при двутавровом сечении балки и колонны; *б* — при колонне квадратного сечения и двутавровой балке; *в* — при балке и колонне прямоугольного коробчатого сечения; 1 — колонна; 2 — балка; 3 — соединительная пластина; 4 — монтажный элемент; 5 — опорный столб; 6 — ребро жесткости

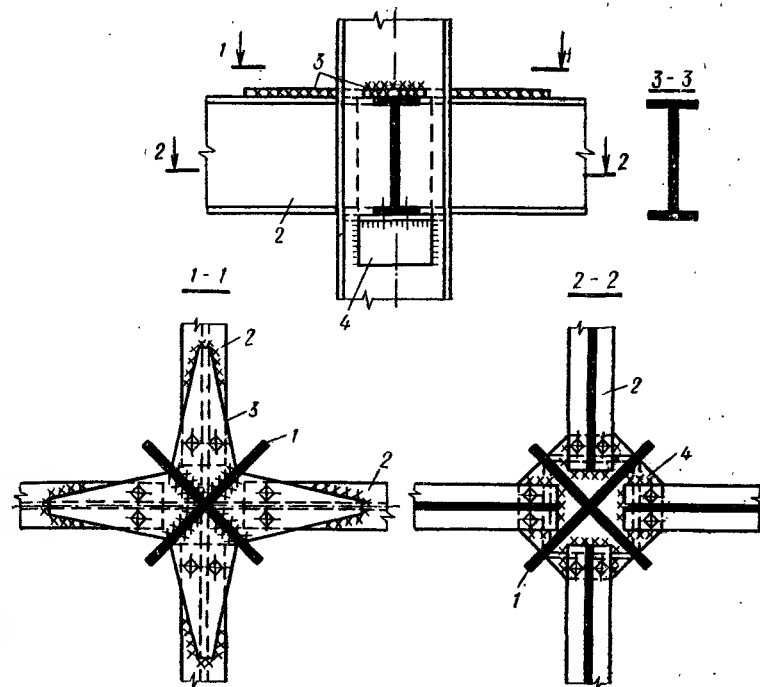


Рис. 135. Узлы соединения балок с крестовой колонной

1 — колонна; 2 — балка; 3 — соединительная пластина; 4 — опорный столик

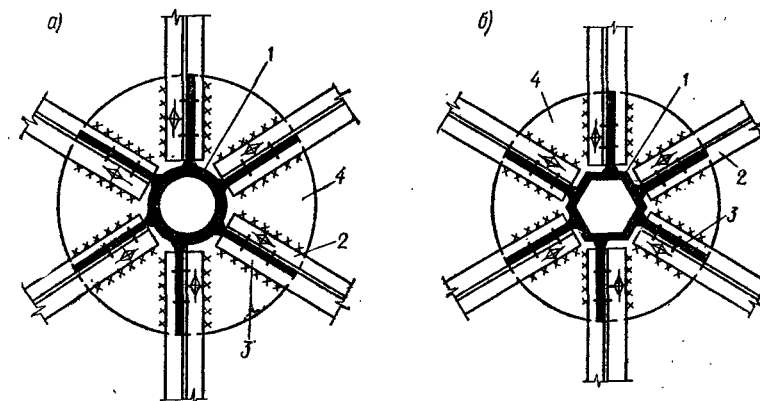


Рис. 136. Узлы соединения балок с колоннами при треугольной сетке колонн
а — в виде круглой трубы; б — в виде шестигранной трубы; 1 — колонна;
2 — балка; 3 — соединительное вертикальное ребро; 4 — круглый лист с отвер-
стием

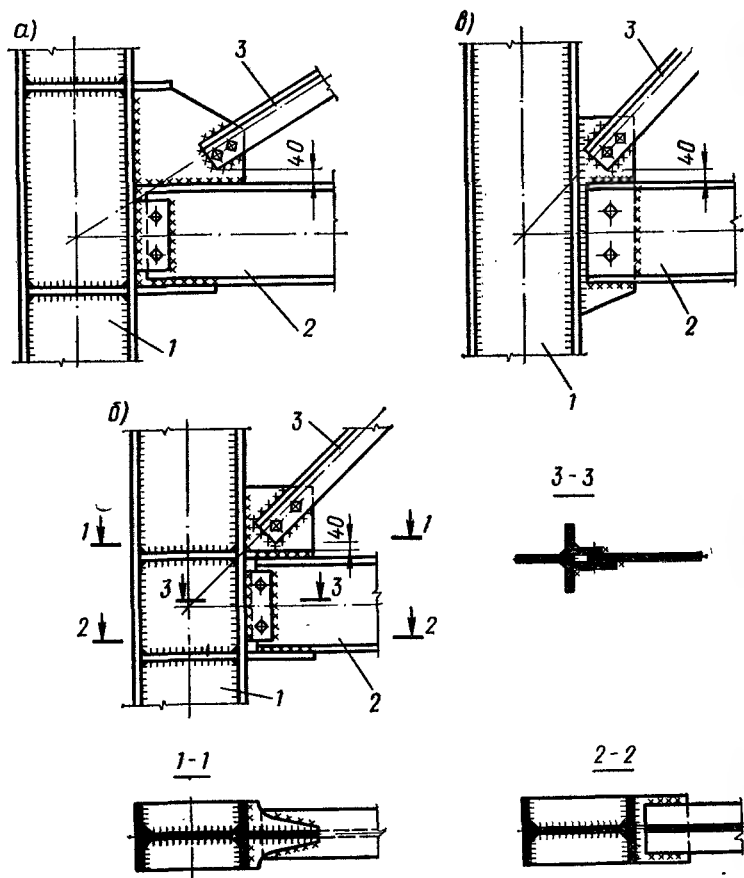


Рис. 137. Узлы крепления связей в рамном (а, б) и связевом (в) каркасах
1 — колонна; 2 — балка; 3 — связь

му, чтобы ширина сечения сопрягаемых элементов была одинаковой. Это позволяет устраивать вертикальные стыковые накладки, приваренные к боковым граням элементов (рис. 134, в). Для упрощения монтажа в балке и в накладках имеются отверстия, через которые, при их совмещении пропускается монтажный вкладыш. После этой операции производят монтажную сварку.

В крестовых колоннах балки любого сечения опирают на опорные столики из уголков-коротышей, приварен-

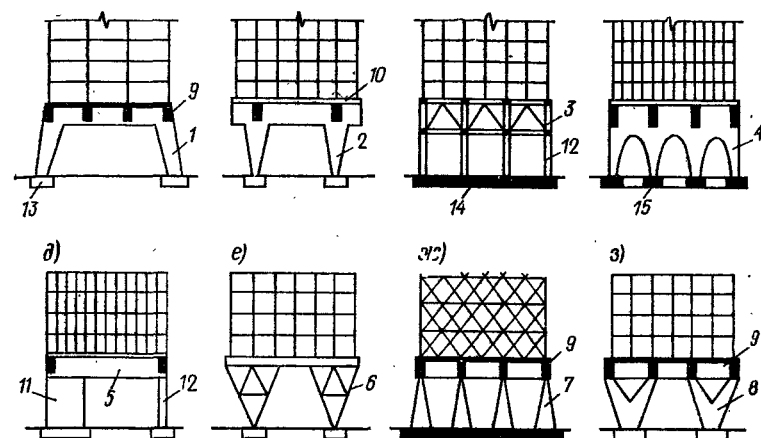


Рис. 138. Системы опорных конструкций порталов

а, б — рамные; в — из перекрестных ферм; г — арочная; д — балочная; е — решетчатая рамная; ж — с перекрестным ростверком и конусными опорами; з — с V-образными опорами; 1 — однопролетная рама; 2 — консольная рама; 3 — перекрестные фермы; 4 — аркада; 5 — балка; 6 — решетчатые опоры; 7 — конусные опоры; 8 — V-образные опоры; 9 — балочный ростверк; 10 — распределительная плита; 11 — пилон; 12 — колонна; 13 — точечный фундамент; 14 — плитный фундамент; 15 — фундамент из перекрестных лент

ные к вертикальным листам колонны. Одновременно столики выполняют функцию ребер жесткости в колонне. Балки крепят к столикам монтажными болтами, а затем прикрепляют к колонне с помощью трапециевидных планок, привариваемых фланговыми швами к полкам балки (рис. 135). Сложная форма планок определяется необходимостью размещения нижних фланговых швов на полке балки.

При трубчатых сечениях колонн поперечная сила от балок передается вертикальными опорными пластинами, приваренными вдоль тела колонны (рис. 136). В этом случае для предохранения стенки колонны от продавливания в узле устанавливают две круглые или многогранные пластины, привариваемые к телу колонны, вертикальным ребрам и полкам балок. Эти же пластины выполняют функцию планок, передавая в жестких узлах опорный момент на колонну. К недостаткам узла следует отнести необходимость устройства потолочных швов между кольцевой пластиной и верхним поясом балок.

Элементы связей, выполненных из одиночных или двойных уголков, крепят к вертикальным ребрам, вводи-

мым в узловые соединения, на монтажных болтах и сварке (рис. 137). Расчет сварных швов, прикрепляющих связевые элементы к узловым фасонкам, производят на усилия, определяемые при расчете связевых ферм.

Нередко в практике строительства возникает необходимость отрыва основного объема здания от уровня земли с целью организации функционального свободного пространства, используемого как часть городской планировки, стоянки для машин, проходов и т. п. Эта задача решается опиранием каркаса на специальные поддерживающие конструкции, называемые порталами (рис. 138). Основу несущей конструкции портала составляют поперечные или продольные рамы, связанные одна с другой мощными балками или фермами, в совокупности создающими жесткую неизменяемую систему. Конструктивно порталы выполняют в монолитном железобетоне, армированном жесткой и гибкой арматурой.

7.4. КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ЗДАНИЯ С ПОДВЕШЕННЫМИ ЭТАЖАМИ

В конструктивном отношении здания с подвешенными этажами принципиально отличаются от многоэтажных зданий. Основу конструктивной схемы составляют пространственные вертикальные стволы — шахты, в которых располагают лестничные и лифтовые коммуникации, воспринимающие все вертикальные и горизонтальные нагрузки. Этажи подвешивают к консольным оголовкам, выполненным в виде балочных ростверков или систем перекрестных ферм, которые опираются на вертикальный ствол здания. Благодаря замене сжатых стоек, характерных для каркасов многоэтажных зданий, на подвески, здания с подвешенными этажами менее материалоемки, чем традиционные многоэтажные каркасы, обладают большей полезной площадью, повышенной сейсмостойкостью, требуют меньшего объема земляных работ, позволяют создавать оригинальные архитектурно-конструктивные формы.

Конструктивные схемы по количеству главных опор можно разделить на две основные группы: одноствольные и двух- и многоствольные системы. Внутри каждой группы в зависимости от места расположения, количества, конструктивной формы и других признаков кон-

сольных ростверков вводят дополнительную классификацию.

Наибольшее распространение в практике строительства получили одноствольные системы с одним консольным ростверком, расположенным на оголовке главного ствола (рис. 139). При этом ростверк решается в виде системы балок (рис. 139, а) или ферм (рис. 139, в, г, д). Минимальные усилия возникают в элементах ростверка (рис. 139, д), когда угол наклона основных элементов к горизонтали принимается $30\text{--}35^\circ$. Для уменьшения изгибающих моментов в балочных ростверках по высоте ствола устраивают два, три и более ростверков в зависимости от числа этажей (рис. 139, б).

Возможны также комбинированные системы, частично подвешенные и частично опертые на консольные ростверки (рис. 140, а, б). Комбинированные решения применяют тогда, когда для уменьшения толщины перекрытия или передачи больших нагрузок на части этажей, шаг вертикальных опор составляет до $3\text{--}6$ м.

В двухствольных конструкциях в качестве главных вертикальных элементов здания используют две лестнично-лифтовые шахты, на которые, подобно мостовым пролетным строениям, опираются поддерживающие конструкции покрытия балки или фермы или системы вант (рис. 141).

Междуэтажные перекрытия, выполненные по типу балочных клеток или перекрестных ферм, подвешивают к поддерживающей конструкции с постоянным или переменным шагом подвесок. Максимальное расстояние между подвесками, как правило, не превышает 12 м.

Подобно схеме, показанной на рис. 141, б, в зданиях с двумя стволами возможно устройство поддерживающих конструкций в двух или более ярусах или введение дополнительно к основным вантовым подвескам (рис. 141, в). В последних двух случаях в поддерживающей конструкции или в балках подвешенного каркаса возникают дополнительные горизонтальные усилия F_c , вызывающие продольное сжатие пролетных конструкций.

Наряду с описанными схемами возможны и другие варианты зданий и сооружений с подвешенными этажами, отличающиеся в основном конструктивной формой главной несущей конструкции, решенной в виде арки, рамы, V-образного профиля.

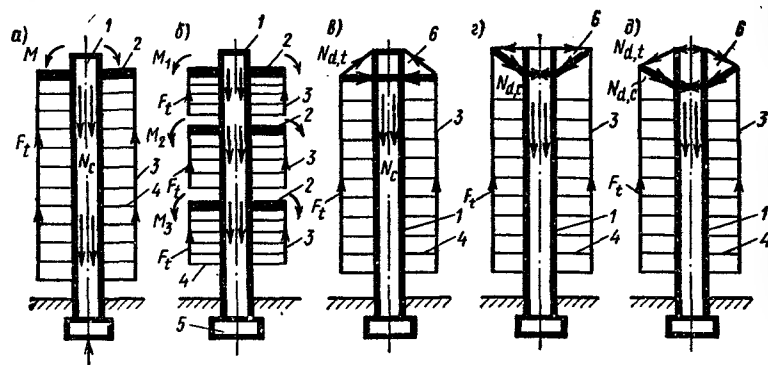


Рис. 139. Конструктивные схемы одноствольных зданий с подвешенными этажами

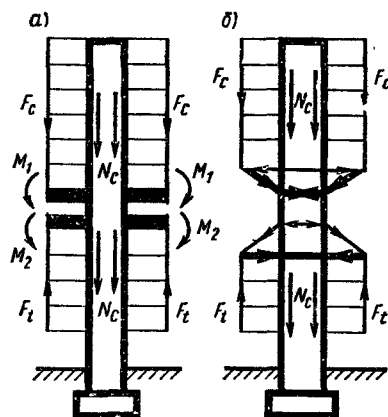


Рис. 140. Конструктивные схемы комбинированных одноствольных зданий с подвешенными этажами
а — групповая с балочными ростверками; б — групповая со стержневыми подкосными системами

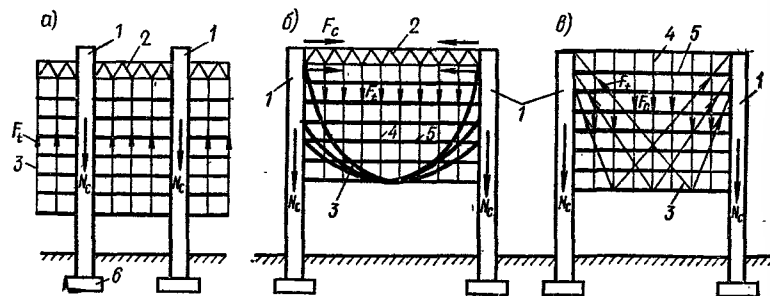


Рис. 141. Конструктивные схемы двухствольных зданий с подвешенными этажами

а — висючая; б, в — комбинированные мостового типа; 1 — ствол; 2 — решетчатый ростверк; 3 — подвески; 4 — колонны; 5 — балки

7.5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ С ПОДВЕШЕННЫМИ ЭТАЖАМИ

В статическом отношении здание с подвешенными этажами представляет собой консольный стержень, заделанный в фундамент и нагруженный постоянными и временными вертикальными и горизонтальными (ветровыми) нагрузками. Все нагрузки воспринимаются стволем здания, в котором вертикальные продольные силы N_c определяют как сумму нагрузок от собственной массы конструкции здания и полезной нагрузки на этажах. Изгибающий момент на уровне верха фундамента в расчетном сечении ствола от горизонтальной нагрузки определяют по формулам (90) и (91).

Расчет коробчатого сечения ствола производят как внецентренно сжатого стержня, при этом следует иметь в виду, что по противопожарным соображениям главный ствол выполняют в железобетоне. Толщина железобетонных стен стволов задается в зависимости от количества этажей в здании и колеблется от 40—80 см в уровне нижних этажей до 20—60 см в уровне верхних этажей.

Особое внимание уделяется проектированию фундаментов, так как они воспринимают огромный изгибающий момент от горизонтальных сил и передают его на основание. В качестве фундаментов применяют глубокие набивные сваи с уширенной пятой, сплошные монолитные железобетонные плиты и др.

Конструкции перекрытий, представляют собой горизонтальные жесткие диски, конструируют по типу балочных клеток с расположением вспомогательных балок с главными в одном уровне. Балки перекрытий работают как разрезные однопролетные или неразрезные многопролетные системы, а в некоторых случаях как системы перекрестных балок или ферм. Методика расчета изгибаемых элементов должна быть с учетом их расчетной схемы. По аналогии производят расчет элементов ростверка и поддерживающих балок или ферм.

Вертикальные подвески работают на центральное растяжение от сил F_t , значение которых уменьшается в направлении сверху вниз. На рис. 142 показаны основные узлы ростверка, выполненного по типу, показанному на рис. 139, с использованием в качестве подвесок круглых стержней из высокопрочной стали с пределом теку-

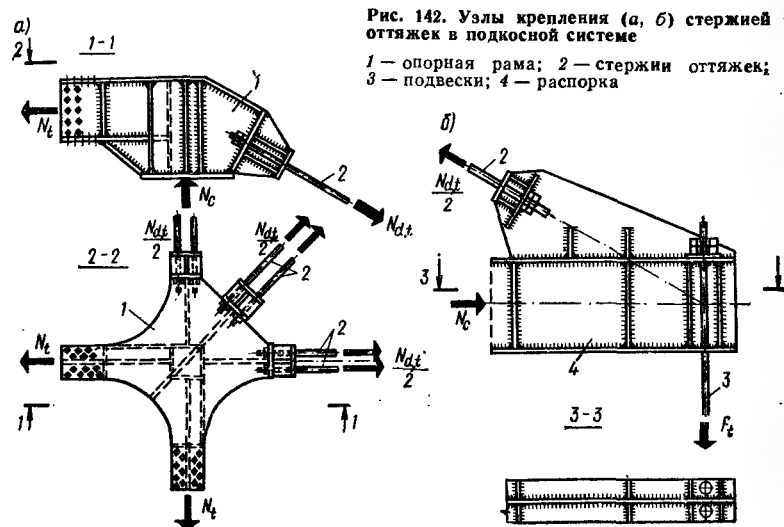


Рис. 142. Узлы крепления (а, б) стержней оттяжек в подкосной системе

1 — опорная рама; 2 — стержни оттяжек; 3 — подвески; 4 — распорка

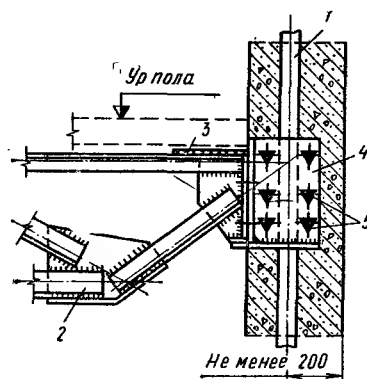


Рис. 143. Узел крепления несущей конструкции междуэтажного перекрытия к подвеске

1 — гибкая подвеска; 2 — ригель (ферма); 3 — стыковая накладка; 4 — зажимной опорный столик; 5 — высокопрочные болты

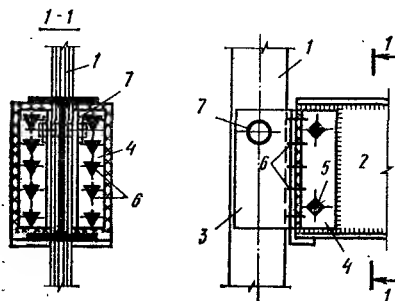


Рис. 144. Узел крепления балочной клетки междуэтажного перекрытия к жесткой подвеске

1 — листовая подвеска; 2 — балка; 3 — опорная скоба; 4 — стыковые уголки; 5 — монтажные болты; 6 — рабочие высокопрочные болты; 7 — монтажный вкладыш

части 600—800 МПа. Стержни в узлах крепят с помощью гаек и контргаек.

Балки или фермы междуэтажного перекрытия крепят к подвескам из круглых стержней или плоских пластин с помощью специальных захватов на высокопрочных болтах (рис. 143 и 144). Захваты со специальными опорными столиками заранее устанавливают на подвесках, а затем к ним с помощью болтов нормальной точности и сварки крепят балки или фермы междуэтажных перекрытий (рис. 143). В других случаях захваты можно крепить к самим балкам, а фиксацию на подвески осуществляют с помощью монтажного валика (рис. 144). После завершения монтажа всех металлических элементов здания производят бетонирование плоскостей наружных стен вместе с подвесками.

Глава 8. РАМНЫЕ КОНСТРУКЦИИ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

8.1. СТАТИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ РАМ

Рамы представляют собой плоские конструкции, состоящие из прямолинейных, ломаных или криволинейных пролетных элементов, называемых ригелями рамы, и жестко связанных с ними вертикальных или наклонных элементов, называемых стойками рамы. Благодаря жесткому сопряжению ригеля и стоек в рамных конструкциях по сравнению с аналогичной поперечной рамой в виде фермы или балки, шарнирно опертой на колонны, достигается более эффективное использование металла и значительно повышается жесткость ригеля. Рамы целесообразно проектировать при пролетах более 60 м, однако они могут успешно конкурировать с фермами и балками при пролетах 24—60 м.

В статическом отношении рамы могут быть трехшарнирными, двухшарнирными и бесшарнирными (рис. 145). Трехшарнирные рамы (рис. 145, а) наиболее металлоемки, поэтому их использование ограничено небольшими пролетами и высотами. Их применяют в том случае, когда пролет и высота позволяют полностью изготовить полураму в заводских условиях и транспорти-

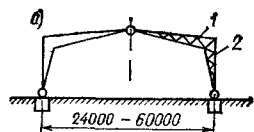


Рис. 145. Системы большепролетных рам
а — трехшарнирная со сплошными решетчатыми или комбинированными полурами;
б — решетчатая двухшарнирная; в — то же, бесшарнирная; 1 — ригель; 2 — стойка

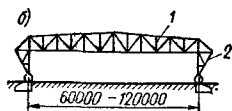
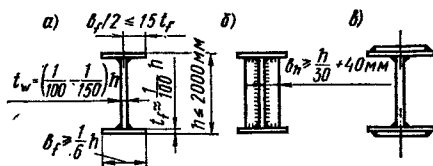
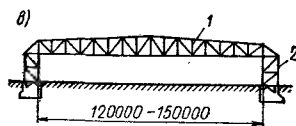


Рис. 146. Типы сварных сечений сплошных рам (а—в)



ровать на строительную площадку. Двухшарнирные рамы (рис. 145, б) имеют наиболее широкое применение, так как в них достаточно полно проявляется эффект заземления ригеля в стойках и они мало чувствительны к осадке фундаментов.

Самые экономичные по расходу материала — бесшарнирные рамы (рис. 145, в), поэтому их используют при самых больших пролетах, характерных для рам. Однако такие рамы очень чувствительны к осадке опор и температурным воздействиям. Их можно проектировать для скальных или полускальных грунтов основания.

Большепролетные рамные конструкции находят применение в зданиях и сооружениях общественного назначения — выставочных павильонах, театрах и зрелищных залах, крытых рынках и крупных универсамах, стадионах и спортивных залах; в зданиях и сооружениях промышленного назначения — авиасборочных цехах, ангарах, судостроительных эллингах, автопарках, универсальных промышленных зданиях и пр. Применение рамных конструкций обеспечивает высокую архитектурно-планировочную гибкость сооружения и позволяет решать практически любые архитектурно-строительные и технологические задачи при значительной экономии стали. Взаимное расположение ригеля и стоек дает возможность получать разнообразные конструктивные формы рам, удовлетворяющие конкретному объемно-планировочному решению.

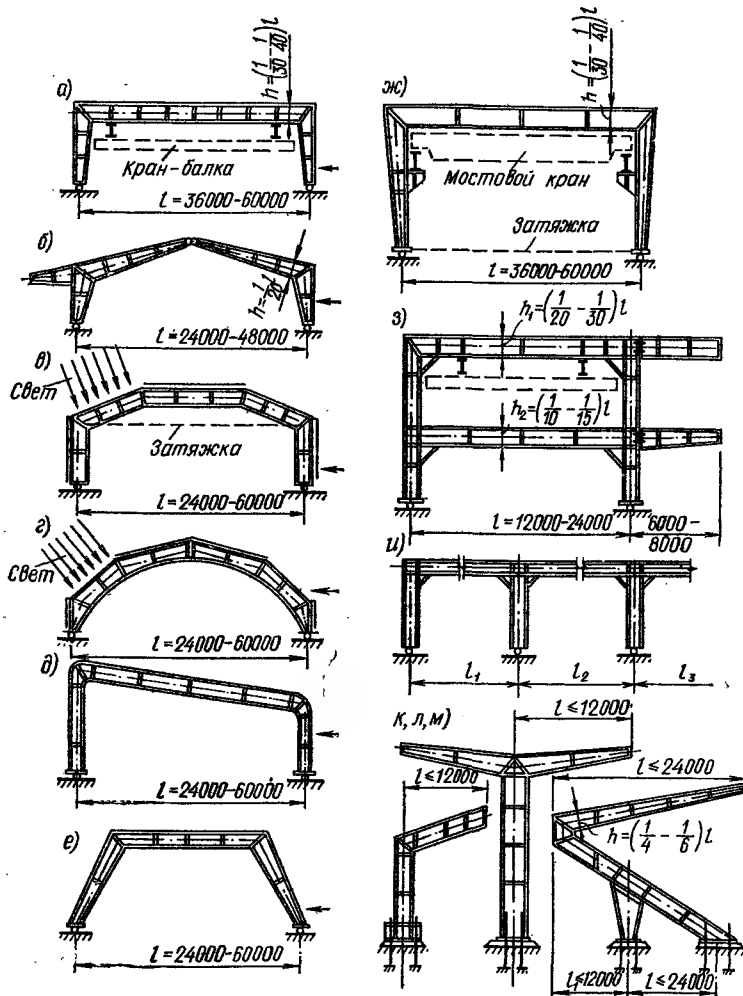


Рис. 147. Конструктивные схемы (а—м) сплошных рам

Двухшарнирные сплошные рамы имеют двутавровые, как правило, переменные сечения ригеля и стоек, соответствующие эпюре сил (рис. 146). Чаще всего применяют сварное сечение из трех листов, как наименее трудоемкое в изготовлении (рис. 146, а—в). Высоту сечения сплошных рам принимают $1/30-1/40$ пролета, но не бо-

более 2 м из экономических соображений. Соотношения толщины стенки и полка, а также высоты сечения к его ширине подчиняются законам проектирования двутавровой балки.

Наиболее распространенная форма сплошной рамы — однопролетная двухшарнирная с горизонтальным или наклонным ригелем (рис. 147, а, б). С увеличением пролета до 60 м рамы с ломаным ригелем становятся более экономичными, но требуют постановки затяжки между узлами сопряжения ригеля со стойками для погашения распора (рис. 147, в). При необходимости ригель рамы или стойки рамы могут быть наклонными для организации уклонов кровли или по архитектурным соображениям проектируемого сооружения (рис. 147, д, е). В таких рамах входящие острые углы следует проектировать не менее 45° для предупреждения возникновения сильных концентраторов напряжений в сжатой зоне узла.

Благодаря малой деформативности сплошные рамы хорошо работают в сооружениях с мостовыми или подвесными кранами (рис. 147, ж, з). В том и в другом случае высота ригеля рамы может быть принята $1/20$ — $1/40$ пролета. В однопролетных рамах, нагруженных тяжелыми мостовыми кранами грузоподъемностью более 25 т, рекомендуется устраивать затяжку, расположенную на уровне опорных шарниров ниже уровня пола (рис. 147, ж).

Высокими технико-экономическими показателями обладают неразрезные многопролетные рамы (рис. 147, и), однако ввиду трудоемкости возведения их применение определяется лишь специальными требованиями, например достигнем минимальных прогибов или использованием пластической стадии работы материала.

Наряду с однопролетными рамами, имеющими две стойки (рис. 147, а—ж), в практике строительства могут применяться одностоечные Г- или Т-образные рамы (рис. 147, к, л) или сложные рамы (рис. 147, м) с наклонным или горизонтальным ригелем. Высоту ригеля в месте его заделки в стойку рамы принимают $1/4$ — $1/6$ вылета консоли при условии обеспечения нормальной эксплуатации кровли.

При пролетах более 60—80 м сплошные рамы заменяют сквозными (решетчатыми) рамами, сечения ригеля и стоек которых проектируют аналогичными решетчатым фермам (рис. 148). Двухшарнирные сквозные рамы про-

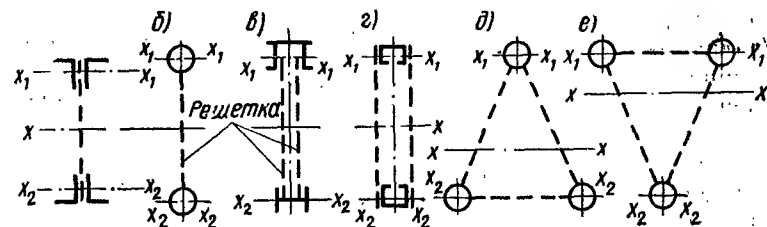


Рис. 148. Типы сечения (а—е) сквозных рам

ектируют с шарнирами на уровне фундаментов. В таких рамах высота ригеля по сравнению со сплошными увеличивается до $1/8$ — $1/15$ пролета (рис. 149, а—в).

Сквозные бесшарнирные рамы обладают большей жесткостью, чем двухшарнирные, поэтому высоту ригеля в таких рамах можно уменьшить до $1/12$ — $1/20$ пролета. Эффективность сквозных рам повышается при соизмерности жесткостей стойки и ригеля рамы. С этой целью ширину стоек сквозной рамы принимают равной панели ригеля (3—6 м). В этом случае линейная жесткость стойки (отношение жесткости к длине элемента) становится больше жесткости ригеля, благодаря чему эффект заземления ригеля возрастает.

Наибольший эффект разгрузки сквозной рамы достигается с помощью использования предварительного напряжения ригеля и стоек рамы (рис. 149, г—ж). Введение предварительного напряжения создает в системе рамы изгибающие моменты, обратные по знаку моментам от вертикальной нагрузки. Значение усилия предварительного напряжения подбирают из условия получения минимума массы конструкции. Напрягаемую затяжку в рамных конструкциях выполняют на монтаже и располагают в растянутых зонах, по очертаниям, соответствующим эпюре изгибающих моментов от вертикальной статической нагрузки.

В специальных сооружениях (ангарах, эллингах и т. п.) целесообразно проектировать неразрезные двухпролетные предварительно напряженные рамы (рис. 149, и), позволяющие размещать локальные прямолинейные затяжки. Такой прием упрощает решение узлов в предварительно напряженных рамах.

Компоновочная схема рамных покрытий по своей структуре близка к схеме покрытия одноэтажного про-

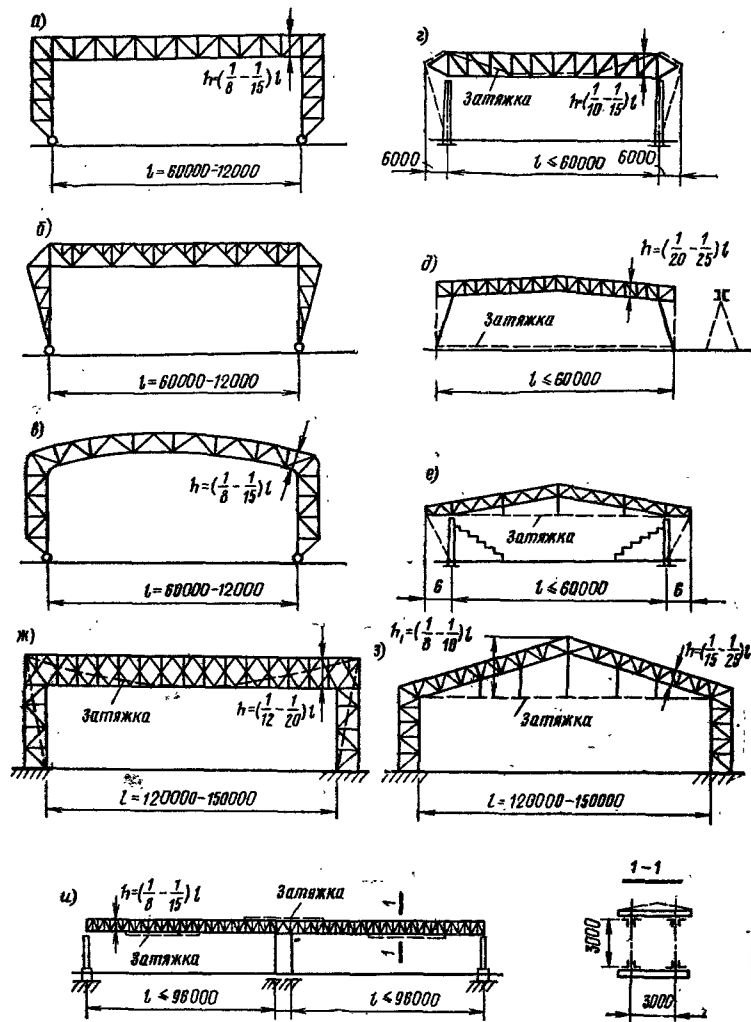


Рис. 149. Конструктивные схемы свесных (а-е) рам

изводственного здания с шарнирным сопряжением ригеля с колоннами (рис. 150). Однако рамные конструкции всегда требуют постановки горизонтальных связей по нижним поясам вдоль покрытия, так как в зонах, при-

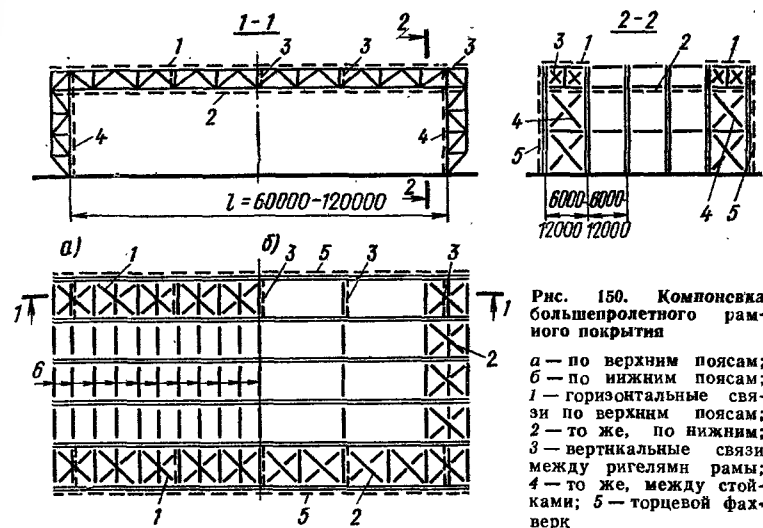


Рис. 150. Компоненты большепролетного рамного покрытия

а — по верхним поясам;
б — по нижним поясам;
1 — горизонтальные связи по верхним поясам;
2 — то же, по нижним;
3 — вертикальные связи между ригелями рамы;
4 — то же, между стойками; 5 — торцевой факел

лежающих к узлам сопряжения ригеля со стойками возникают сжимающие усилия в нижних поясах. Кроме того, в жестких блоках по горцам покрытия две крайние рамы связывают горизонтальными связями по верхним и нижним поясам, а вертикальные связи между рамами ставят на расстоянии не более 18 м.

При пролетах до 90 м рамы проектируют плоскими с шагом 6 или 12 м. При больших пролетах и отсутствии подкрановых балок целесообразно увеличивать шаг до 18—24 м, а в некоторых случаях и до 36 м (рис. 151, а, б).

Между рамами в этом случае устанавливают решетчатые фермы с параллельными поясами, привязываемые в одном уровне с верхними или нижними поясами рам. В зоне выступающей рамы, развязанной связями с фермами, устраивают фанари.

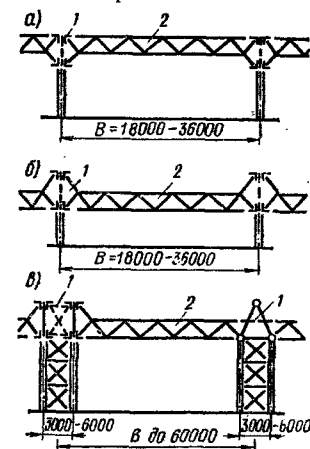


Рис. 151. Варианты комбинаций (а-е) с решетчатыми фермами

1 — рама; 2 — ферма

При пролетах более 90 м для устойчивости, как правило, проектируют спаренные рамы (рис. 151, в) или рамы треугольного поперечного сечения. Шаг рам в этом случае может достигать 60 м. Такие решения целесообразны в ангаростроении, т. е. там, где рамы из функциональных соображений размещают в направлении большего размера плана здания, а не поперек его продольной оси. Шаг ферм, устраиваемых между рамами, целесообразно проектировать равным 6 м для укладки по ним непосредственно плит покрытия без прогонов. При большем шаге по фермам укладывают прогоны и в каждом отсеке устраивают системы связей, аналогичные компоновочным схемам покрытий из ферм.

8.2. РАСЧЕТ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В зданиях рамные конструкции воспринимают воздействие вертикальной равномерно распределенной по длине ригеля нагрузки от собственного веса, веса кровли и снега, сосредоточенной нагрузки от мостового крана или подвесной кран-балки, если они имеются, и горизонтальной сосредоточенной в узле сопряжения ригеля со стойкой силы от скоростного напора ветра (рис. 152). При определении действия ветра учитывают давление, оказываемое ветром с наветренной стороны $0,8 q_w$ (напор) и с подветренной стороны $0,6 q_w$ (отсос).

Двухшарнирные рамы при неподвижных опорах — однажды статически неопределимые, где неизвестной силой является распор F_h , приложенный горизонтально в опорных узлах. Бесшарнирные рамы представляют собой трижды статически неопределимую систему, в которой наряду с неизвестным распором F_h появляются неизвестные опорный момент M и вертикальная сила F_v . Распор в рамных конструкциях воспринимается основанием, а при слабых основаниях — затяжкой, располагаемой в опорных шарнирах ниже отметки чистого пола. Высота рам может быть произвольной, однако чем выше рама при одинаковом пролете, тем меньше сила распора возникает в ней.

Расчет рам в большинстве случаев производят методом сил или перемещений, в результате чего определяют расчетные величины M , N и Q во всех характерных сечениях рамы. Наличие продольных сжимающих сил в условиях продольно-поперечного изгиба существенно

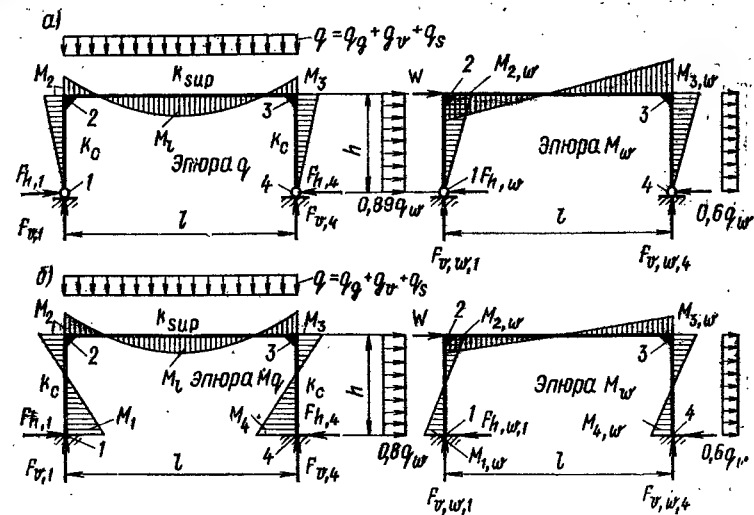


Рис. 152. К расчету сплошных двухшарнирной (а) и бесшарнирной (б) рам (1—4 — узлы)

влияет на деформированное состояние системы, поэтому расчет рам ведут по деформированной схеме. Сложность расчета в этом случае значительно возрастает. С целью упрощения расчета пренебрегают деформациями растяжения и сжатия по сравнению с деформациями от изгиба, расчет ведут по недеформированной схеме с учетом принципа независимости действия сил.

Для большинства рам разработаны таблицы и формулы¹, с помощью которых можно определить распоры и опорные моменты от нагрузок. После нахождения этих величин с помощью уравнений равновесия $\sum x = 0$ и $\sum y = 0$ определяют нормальные и поперечные силы в характерных сечениях рамы. При пользовании указанными таблицами и формулами учитывают соотношение линейных жесткостей $k = k_{sup}/k_c$ ригеля и стойки, которое в первом приближении рекомендуется принимать равным 2. Для двухшарнирной прямоугольной рамы (рис. 152, а) от нагрузки, равномерно распределенной

¹ См. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. Т. 1. Под ред. А. А. Уманского. — М., 1972.

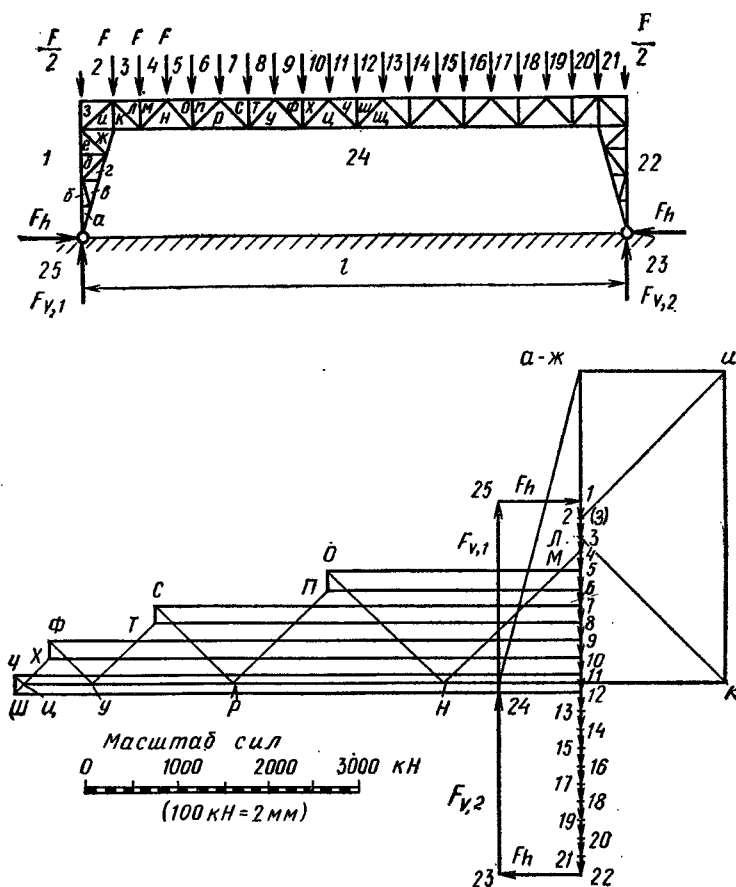


Рис. 153. К расчету сквозной двухшарнирной рамы

по длине ригеля, значения распора и моментов находят соответственно по формулам:

$$F_h = ql^2/4h (3+2k); \quad (98)$$

$$M_2 = M_3 = ql^2/4 (3+2k); \quad (99)$$

$$M_1 = (ql^2/8) - M_2. \quad (100)$$

От горизонтальной силы W , приложенной в узле 2:

$$F_{h,w} = W/2; \quad (101)$$

$$M_{2,w} = M_{3,w} = Wh/2. \quad (102)$$

Для бесшарнирной прямоугольной рамы (рис. 152, б) от аналогичных нагрузок значения распоров и моментов определяют по формулам:

$$F_h = 3ql^2/(2+k) 12h; \quad (103)$$

$$M_2 = M_3 = ql^2/(2+k) 6; \quad (104)$$

$$M_1 = M_4 = ql^2/(2+k) 12; \quad (105)$$

$$F_{h,w} = W/2; \quad (106)$$

$$M_{2,w} = M_{3,w} = 3kWh/2 (1+6k); \quad (107)$$

$$M_{1,w} = M_{4,w} = (1+3k) Wh/2 (1+6k). \quad (108)$$

По значениям M и N производят подбор сечений рамы и проверку принятых значений k . Если действительное значение соотношения жесткостей $k_{сч}$ отличается более чем на 20 % от его значения в первом приближении, то требуется откорректировать сечение и сделать повторный расчет, приняв новое усредненное значение k . В приближенных расчетах ригель рассчитывается только на действие изгибающего момента, так как продольной силой N , ввиду ее малости, можно пренебречь.

Стойки сплошных рам рассчитывают как внецентренно сжатые стержни на устойчивость. Для определения усилий в решетчатых рамах, особенно при трапециевидном или полигональном очертании регия, удобно пользоваться диаграммой Крeмона (рис. 153). При этом распор и вертикальные опорные реакции предварительно определяют аналитическим путем.

8.3. КОНСТРУИРОВАНИЕ РАМ

Наиболее ответственным узлом в рамных конструкциях является узел сопряжения ригеля со стойкой. В диагональном сечении узла нейтральная ось смещается с оси сечения в сторону внутреннего угла, что вызывает возникновение в сжатой зоне узла значительных местных напряжений. В связи с этим входящие углы сплошных рам выполняют со скосами-вутами (рис. 154, а—г) или с плавным переходом по кривой (рис. 154, д, е). Для восприятия растягивающих усилий в узле со стороны растянутых волокон необходимо предусматривать листовую накладку (см. рис. 154, а), привариваемую к поясам ригеля и стойки.

Для устойчивости стенки двутаврового сечения в узле сопряжения вводят ребра жесткости по направлению

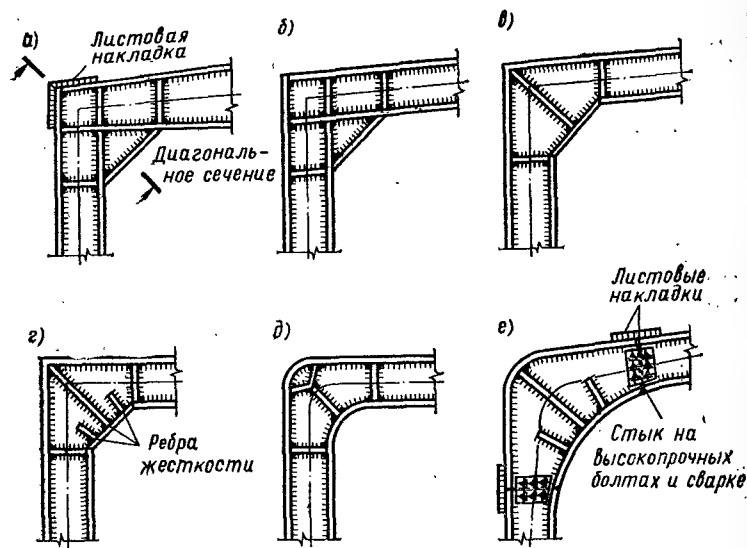


Рис. 154. Узлы сопряжения ригеля (а—е) со стойкой в сплошных рамах

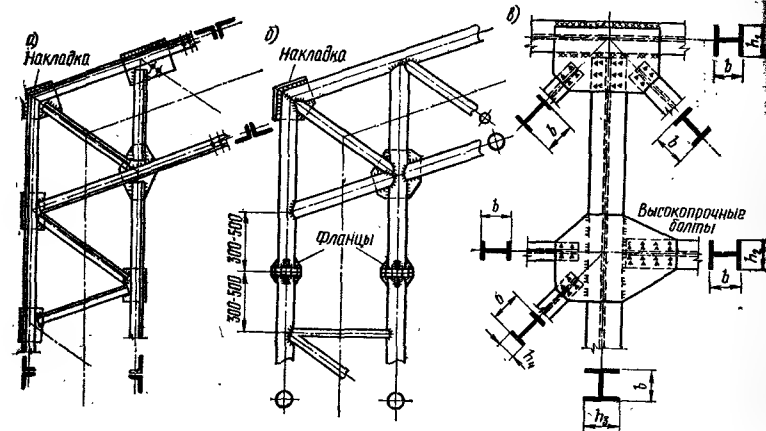


Рис. 155. Узлы сопряжения ригеля (а—в) со стойкой в сквозных рамах

сжимающих усилий. Узлы сопряжения ригеля со стойкой в сплошных и сквозных рамах выполняют в заводских условиях, что в значительной мере повышает их надежность в процессе эксплуатации.

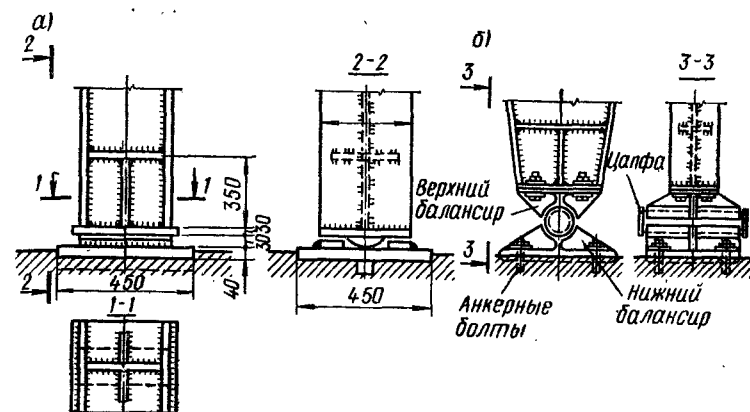


Рис. 156. Узлы опирания сплошных рам на фундамент
а — плитный шарнир; б — цилиндрический шарнир

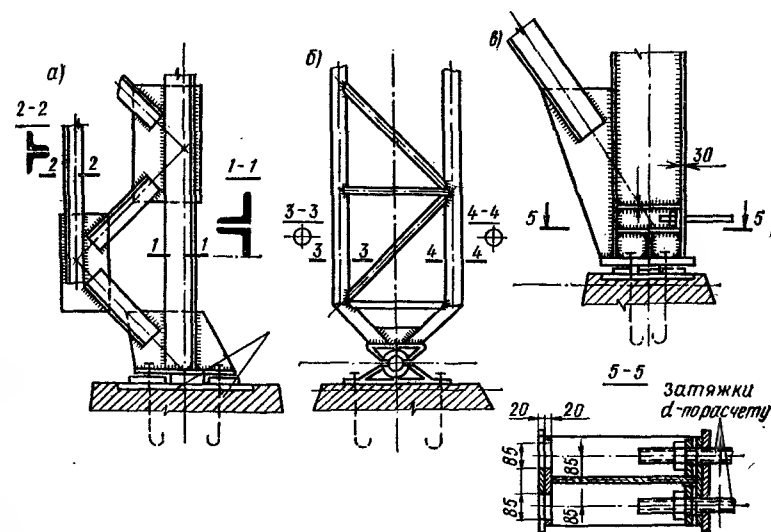


Рис. 157. Узлы опирания сквозных рам на фундамент
а, в — плитный шарнир; б — балансирующий цилиндрический шарнир

Членение легких сквозных рам на отправочные марки предусматривают в пределах ригеля вблизи сечения с нулевым моментом (рис. 155, а) или в пределах стойки рамы (рис. 155, б). В рамах из уголкового профиля

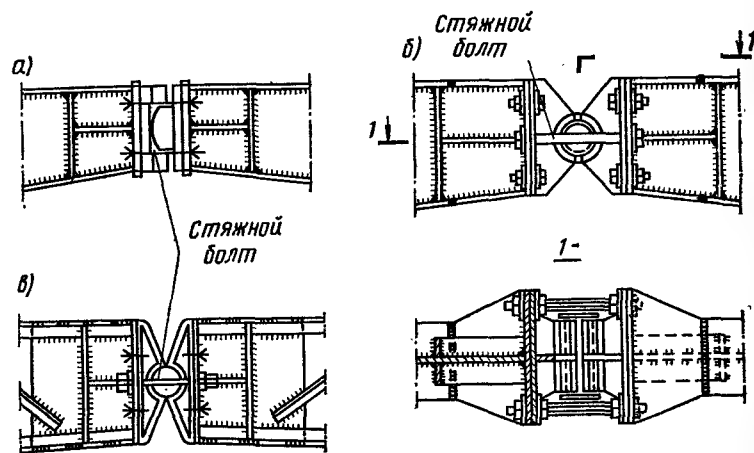


Рис. 158. Ключевые шарниры
а, б — в сплошных рамах; в — в сквозных рамах

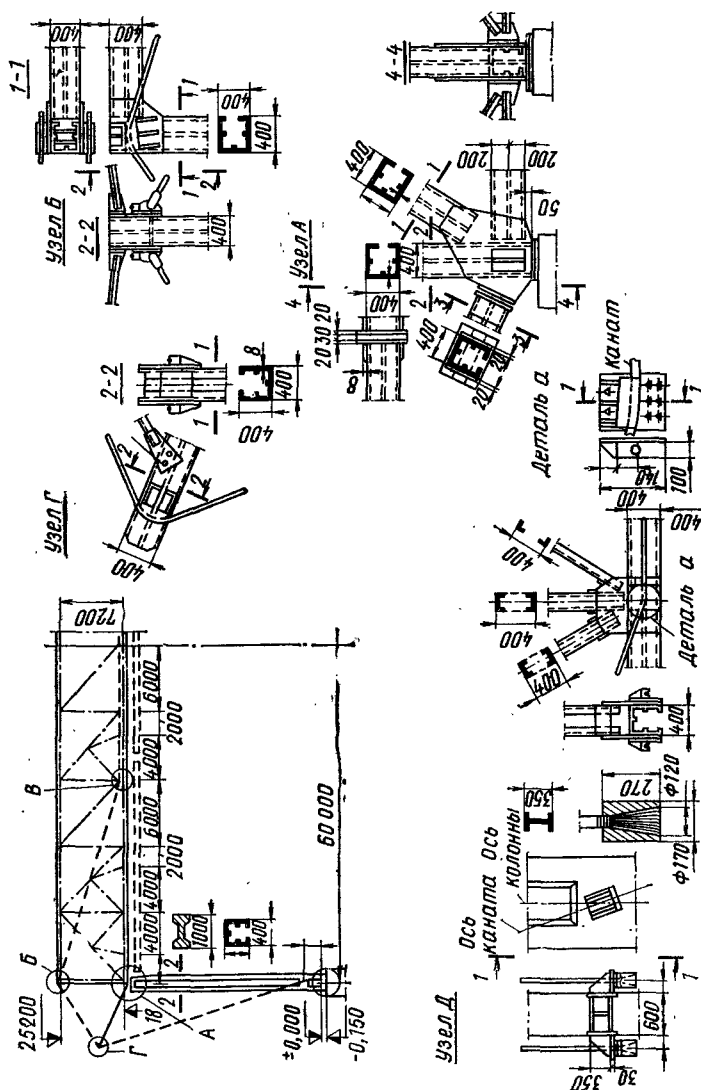
стык решается с помощью стыковых уголков на сварке, в трубчатых рамах с помощью фланцев на высокопрочных болтах. В тяжелых большепролетных рамах конструкцию предусматривают полносборной на высокопрочных болтах (рис. 155, в). Наиболее сложны в конструктивном отношении опорные и ключевые шарниры.

В рамах с пролетами до 60 м при опорных реакциях меньше 2500 кН преимущественно применяют плитные шарниры (рис. 156, а; 157, а, в), имеющие простую конструкцию. Они хорошо работают в узлах рам, с горизонтальным ригелем и вертикальными стойками. При больших опорных реакциях применяют балансирные шарниры (рис. 156, б; 157, б), состоящие из верхнего, прикрепленного к фундаменту, балансира и цилиндрической цапфы, устанавливаемой между ними.

Элементы рам в узлах сопряжения усиливают ребрами жесткости и дополнительными листами, предназначенными для перераспределения сосредоточенной узловой силы на все расчетное сечение (рис. 158).

Применение плитных и балансирных шарниров обеспечивает получение требуемых углов поворота в опорных и ключевых узлах, а также необходимую прочность для передачи продольных и поперечных сил. Экс-

Рис. 159. Пример конструкции сложной предвращательной рамы пролетом 60 м



платационное состояние ключевых шарниров достигается постановкой стяжных болтов, которые могут также воспринимать растягивающие силы, возникающие в рамах и арках при сильном действии ветрового отсоса. Затяжку в опорном узле крепят к полке сжатой ветви стойки рамы (рис. 157, в). Для устойчивости полки вводят двусторонние ребра жесткости. На рис. 159 дан пример конструирования предварительно напряженной рамы пролетом 60 м из алюминиевых сплавов с двумя затяжками из высокопрочной стальной проволоки. Сжатая стойка рамы с целью экономии металла выполнена из сборного железобетона и имеет двутавровое сечение.

Глава 9. АРОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

9.1. СТАТИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ АРОК

В отличие от рамы, арка представляет собой конструкцию криволинейного (дугообразного) очертания, перекрывающую пролет между двумя опорами (фундаментами, пилонами или колоннами). Пролеты металлических арочных конструкций, применяемых для промышленных, общественных и сельскохозяйственных зданий и сооружений, могут быть 30—150 м. Благодаря малой массе конструкции из-за наличия распора, а также из-за того, что в арке возникают преимущественно сжимающие усилия и незначительные изгибающие моменты, арки целесообразно использовать при пролетах более 60—80 м.

По статической схеме арки подразделяют на трехшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные (рис. 160). О целесообразности арок можно судить по эпюре моментов. Наибольшие изгибающие моменты возникают в трехшарнирной арке в четверти пролета, поэтому трехшарнирные — самые тяжелые и вследствие этого малоприменимы. В бесшарнирных арках моменты в средней половине пролета минимальны и возрастают на сравнительно небольших участках вблизи опор, поэтому они самые легкие. Однако подобно рамам, применение бесшарнирных арок возможно только на недеформируемых грунтах, в противном случае расход материала на фун-

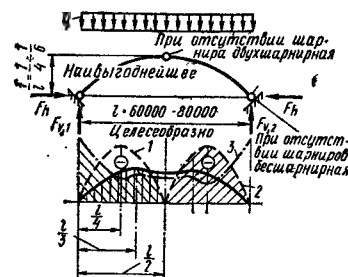


Рис. 160. Статические схемы и эпюры моментов в арках от равномерно распределенной нагрузки

1 — трехшарнирная; 2 — двухшарнирная; 3 — бесшарнирная

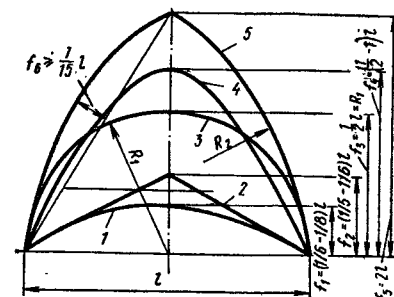


Рис. 161. Типы арок в зависимости от отношения f/l

1 — пологая; 2 — прямолинейная; 3 — полукруглая; 4 — подъемная; 5 — стрелчатая

даменты в значительной степени перекрывает экономию материалов, получаемую на самой арке.

Двухшарнирные арки менее чувствительны к температурным и деформационным воздействиям, чем бесшарнирные, и обладают большей жесткостью, чем трехшарнирные арки. Кроме того, они имеют более равномерное распределение изгибающего момента по сравнению с двумя другими статическими схемами. Двухшарнирные арки достаточно экономичны по расходу материала, просты в изготовлении и монтаже и благодаря этим качествам находят преимущественное применение в зданиях и сооружениях.

По сравнению с рамой арка занимает большее

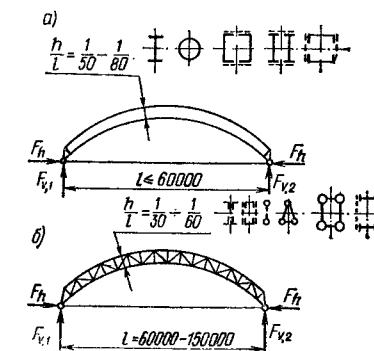


Рис. 162. Конструктивные схемы и типы сечений двухшарнирных арок

а — сплошных; б — сквозных

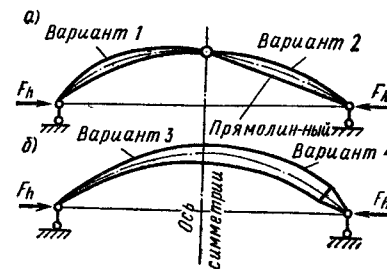


Рис. 163. Очертания арок

а — трехшарнирная; б — двухшарнирная; варианты: 1, 3 — серповидная; 2 — сегментная; 4 — с параллельными поясами

пространство, так как в арочных покрытиях (в связи с их пологостью) вблизи опор имеются зоны ограниченной эксплуатации. Наивыгоднейшая высота арок составляет $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{6}$ пролета, но по условиям эксплуатации очертание арок может быть самым произвольным (рис. 161). Минимально допустимая пологость арок принимается не менее $\frac{1}{8}$ пролета, а максимальная подъемистость в стрельчатых арках не более двух пролетов.

В арках, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, минимальное значение моментов достигается тогда, когда очертание арки совпадает с кривой давления. Этому случаю соответствует арка, очерченная по квадратной параболе. В пологих арках с целью упрощения изготовления параболическая кривая может быть заменена дугой окружности, не вызывающей существенного увеличения усилий. При увеличении высоты арок нормальная сила и распор уменьшаются, а изгибающий момент значительно возрастает. Этому способствует в большой мере влияние ветровой нагрузки, оказывающее разное воздействие на арку с напорной и отсосной стороны, давая две неравные кривые давления.

В конструктивном отношении металлические арки подразделяют на сплошные и сквозные (решетчатые). Сплошные арки, имеющие высоту сечения $\frac{1}{50}$ — $\frac{1}{80}$ пролета (рис. 162, а), применяют при пролетах до 60 м. Иногда из функциональных соображений проектируются арки из двух прямолинейных элементов. Высоту сечения в таких арках принимают $\frac{1}{15}$ — $\frac{1}{20}$ пролета. По сравнению с криволинейными арками эти арки малоэффективны. Сечение сплошных арок выполняют в виде сварного широкополочного двутавра, трубы и составных сечений из двух швеллеров или двутавров, соединенных планками. Составные сечения имеют большую жесткость из плоскости арки, поэтому их целесообразно применять при больших пролетах.

При пролетах более 60 м преимущественно проектируют сквозные арки с параллельными поясами (рис. 162, б). Сквозные арки имеют меньшую жесткость, поэтому высоту сечения в таких арках увеличивают до $\frac{1}{30}$ — $\frac{1}{60}$ пролета. Пояса сквозных арок выполняют из уголков, швеллеров, труб и двутавров. При больших пролетах и усилиях сквозные арки делают пространственными в виде треугольного или четырехугольного поперечного сечения. В сквозных арках пояса по вертикали

и горизонтали сопрягаются решетчатыми связями треугольного или раскосного типа, выполняемыми из односторонних уголков, швеллеров или двутавров.

Сечения сплошных и сквозных арок рекомендуется принимать постоянными по всей длине. Однако в двух- и трехшарнирных арках с целью экономии металла допускается проектировать серповидные или сегментные очертания (рис. 163).

Распор в арочной конструкции воспринимается затяжкой, устраиваемой на уровне опорных узлов (рис. 164, а). Однако затяжка препятствует нормальной эксплуатации всего помещения и требует дополнительного расхода материала на подвески. В большепролетных общественных и промышленных зданиях освобождаются от затяжки путем передачи распора на жесткие опоры в виде поперечных рам (рис. 164, б), пилонов (рис. 164, в), трибун (рис. 164, г) или непосредственно фундаментов (рис. 164, д). Во избежание чрезмерного смещения фундамента в слабых грунтах подпольная затяжка может устраиваться при значительных распорных усилиях (см. рис. 164, д).

При проектировании сплошных арок их шаг вдоль здания рекомендуется принимать 6—12 м, а при сквозных арках — 12—24 м. При шаге 6 м покрытие проектируют беспрогонным с укладкой плит непосредственно на верхний пояс арки. При шаге 12—24 м в качестве прогонов используют решетчатые фермочки, устанавливаемые с шагом 6 м, а плиты укладывают по ним или по дополнительным прогонам, идущим с шагом 3 м по фермочкам-прогонам (рис. 165).

Компоновка стропильного перекрытия по аркам аналогична компоновке рамного стропильного перекрытия. Отличительная особенность арочного перекрытия — необходимость устройства вертикальных продольных связей между арками с шагом не более 12 м, обеспечивающих устойчивость нижнего сжатого пояса при наличии горизонтальных связей по верхним поясам. Связи по верхним поясам следует доводить до опор.

При пролетах более 60 м отдельные плоские арки объединяют попарно в блок шириной 3—6 м, а расстояние между блоками принимают 18—24 м. Общая устойчивость такого покрытия повышается путем постановки дополнительных горизонтальных связей между блоками в плоскости верхних поясов по коньку покрытия. В этом

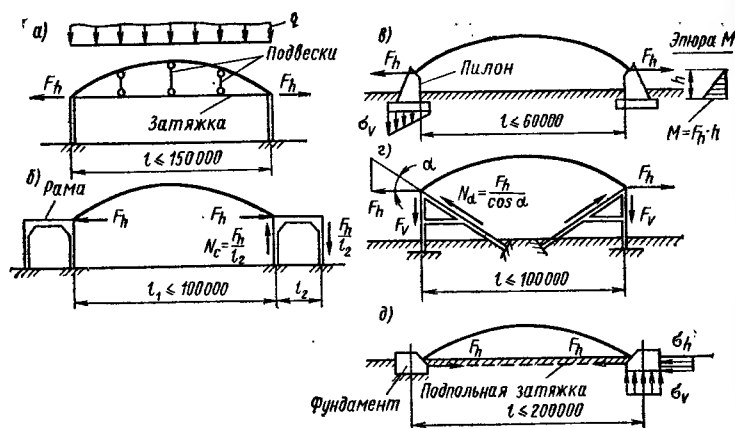


Рис. 164. Варианты погашения (а—д) распора в арках

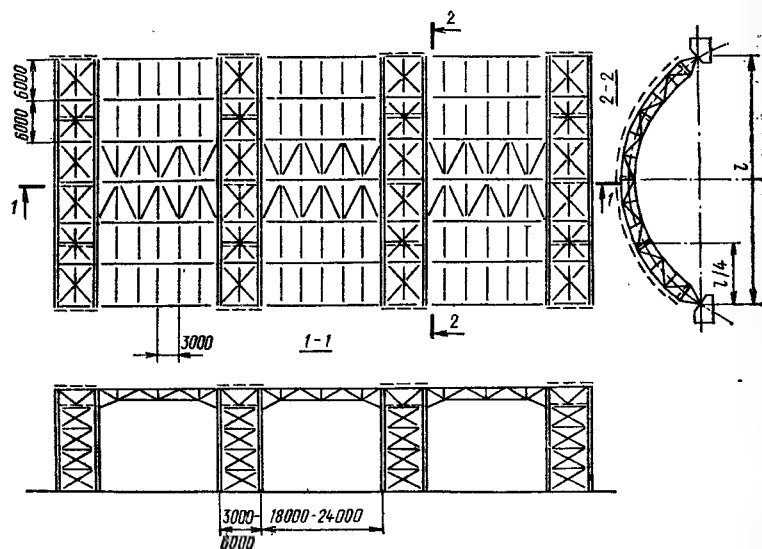


Рис. 165. Компонировка арок при спаренных арках

случае в систему связей включают верхние пояса ферм-прогонов. Высота ферм-прогонов в арокных покрытиях с учетом защемления может быть $1/15$ — $1/20$ их пролета.

9.2. РАСЧЕТ АРОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В зданиях и сооружениях на арки действуют вертикальные постоянные (собственная масса и масса кровли) и временные нагрузки (снег), а также временные ветровые нагрузки (рис. 166). Двухшарнирные арки представляют собой один раз статически неопределимую систему, в которой неизвестна величина распора F_h . В двух- и трехшарнирных арках с пологостью $f/l < 1/8$, очерченных по квадратной параболе или другой кривой, близкой к ней, распор от равномерно распределенной нагрузки с достаточной степенью точности определяют по формуле

$$F_h = q_g l^2 / 8f, \quad (109)$$

где q_g — расчетная постоянная нагрузка на арку.

Для арок с пологостью $f/l \geq 1/8$ расчетную постоянную нагрузку представляют в виде двух симметричных проекций с различными по величине ординатами $q_{g,1}$ в ключе и $q_{g,2}$ в пите арки, поэтому уточненное значение распора для данного случая следует определять по формуле

$$F_h = (q_{g,1} l^2 / 8f) + [(q_{g,2} - q_{g,1}) l^2 / 24f]. \quad (110)$$

В зависимости от пологости арки изменяется также расположение расчетной снеговой нагрузки. В пологих арках с $f/l < 1/8$, согласно СНиП II-6-74, расчетную снеговую нагрузку принимают равномерно распределенной по длине арки (см. загрузку 3), а при $f/l \geq 1/8$ — в двух вариантах: первый — в виде равномерно распределенной нагрузки, второй — в виде двух неравных треугольников (см. загрузку 4), влияние которых при расчете может быть приближенно заменено

односторонней равномерно распределенной нагрузкой q_s (см. загрузку 2).

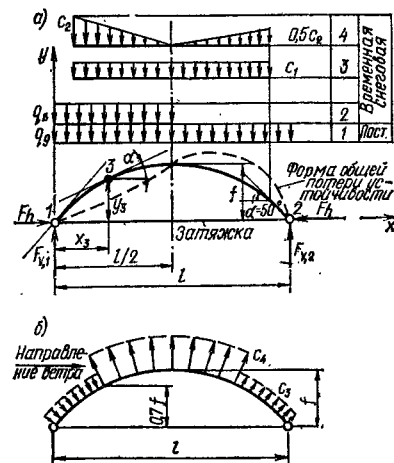


Рис. 166. К расчету двухшарнирной арки (а, б)

Распор от временной снеговой нагрузки для этих случаев находят:

$$F_{h,s,1} = q_s l^2 / 8f; \quad (111)$$

$$F_{h,s,2} = q_s l^2 / 16f. \quad (112)$$

Усилия M , N и Q , действующие по оси арки в любом произвольном сечении на расстоянии x от опоры, определяют по формулам:

$$M_x = M_b - F_h y; \quad (113)$$

$$N_x = Q_b \sin \alpha + F_h \cos \alpha; \quad (114)$$

$$Q_x = Q_b \cos \alpha - F_h \sin \alpha, \quad (115)$$

где F_h — распор от постоянной или временной нагрузки; M_b и Q_b — балочный момент и поперечная сила от вертикальных расчетных нагрузок, при рассмотрении арки как балки пролетом l ; y — ордината осевой точки расчетного сечения; α — угол между касательной к оси арки в расчетном сечении и горизонталью.

В бесшарнирной арке наибольшее значение изгибающего момента достигается в пятах и может быть приближенно определено по формуле

$$M = q_{g,s} l^2 / 64, \quad (116)$$

где $q_{g,s}$ — суммарная расчетная равномерно распределенная нагрузка от постоянной нагрузки и снега.

Усилия в элементах сквозных арок постоянного сечения (рис. 167) определяют через M_x , N_x и Q_x по формулам

в верхнем поясе

$$N_{sup} = -[(N_x a_2/h) - (M_x/h)]; \quad (117)$$

в нижнем поясе

$$N_{inf} = -[(N_x a_1/h) + (M_x/h)]; \quad (118)$$

в раскосе

$$N_d = Q_x / \cos(\beta - \alpha); \quad (119)$$

в вертикальных стойках

$$N_c = Q_x / \cos \alpha, \quad (120)$$

где a — расстояние от центра тяжести сечения до соответствующего пояса.

Сечения элементов сквозных арок в зависимости от знака усилия определяют по формуле (81) или (82), а сечения сплошных арок — по формулам (17) или (18). В двух- и трехшарнирных арках при наиболее невыгод-

ном сочетании продольной силы и изгибающего момента расчетные сечения получают в четверти пролета, а в бесшарнирных арках — на опоре.

При расчете важное значение приобретает проверка общей устойчивости арок. Устойчивость арок из плоскости достигается постановкой вертикальных связей (рис. 165), которые по условиям проектирования не должны превышать 16—20 ширин пояса арки. Устойчивость арки в ее плоскости обеспечивается при условии

$$N_{cr} > (1,2 - 1,3) N, \quad (121)$$

где N — расчетная продольная сила в $1/4$ пролета от постоянной и временной снеговой нагрузки на полупролете; N_{cr} — расчетная критическая сила при потере устойчивости арки как криволинейного сжатого бруса.

Приближенно критическая сила N_{cr} в арочных конструкциях может быть определена по формуле Эйлера — Ясинского; в этом случае за расчетную длину l_{ef} принимают половину длины арки (см. рис. 166, а):

$$N_{cr} = \pi^2 EJ_x / \mu l_{ef}^2. \quad (122)$$

При этом коэффициент расчетной длины μ , учитывающий кривизну арки и зависящий от отношения f/l , определяют по табл. 34.

ТАБЛИЦА 34. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА μ В АРОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Статическая схема арки	μ при отношении f/l			
	0,05	0,2	0,3	0,4
Трехшарнирная	0,6	0,6	0,6	0,65
Двухшарнирная	0,5	0,55	0,6	0,65
Бесшарнирная	0,35	0,375	0,4	0,425

Расчет на ветровую нагрузку необходимо производить для крутых арок с соотношением $f/l > 0,2$.

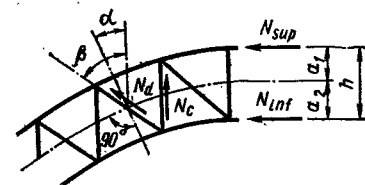


Рис. 167. К расчету сечения элементов в сквозной арке

9.3. КОНСТРУИРОВАНИЕ АРОК

Конструирование узлов арок ничем не отличается от конструирования узлов рам. Подобно рамам наиболее сложны в арках опорные и ключевые шарниры. Вблизи этих узлов сквозные арки, как правило, из конструктивных соображений переходят в сплошное сечение, что, в отличие от рамных конструкций, определяет одинаковость шарнирных узлов сплошных и сквозных арок.

Затяжка в арке может располагаться на уровне опорных шарниров (рис. 168, а) или выше опор, увеличивая полезную высоту помещения (рис. 168, б). При втором решении отношение стрелок f_1/f не должно быть менее 0,5. Для ликвидации провисания при неполной расчетной нагрузке затяжку по всей длине подвешивают к арке с помощью подвесок. Количество подвесок определяют из условия обеспечения максимальной гибкости расчетного элемента затяжки по формуле

$$l_{ef} < 400i, \quad (12)$$

где i — радиус инерции сечения затяжки относительно горизонтальной оси.

В начале XX в. арки главным образом проектировали для выставочных павильонов и вокзалов. Из этих проектов с точки зрения конструирования представляют интерес неразрезные многопролетные арки над платформами железнодорожных станций. В первом решении (рис. 169, а) многопролетная арка вокзального покрытия выполнена сплошной с равными пролетами по 21 м и с вертикальными участками над опорами с целью максимального полного использования зон помещения вблизи опор. Во втором решении (рис. 169, б) многопролетная арка перекрытия Казанского вокзала в Москве (проект) имеет один главный пролет 56,7 м и два боковых пролета по 33,92 м при соответственно разных высотах. Круговое очертание решетчатых арок позволило при данных пролетах обеспечить нормальную эксплуатацию при опорных зон.

Современные большепролетные арки проектируют в виде однопролетной конструкции с затяжкой или без нее. Стальной аркой с затяжкой в уровне опор пролетом 78 м перекрыт Дворец спорта на стадионе им. В. И. Ленина в Лужниках (рис. 170, а). Пояса сквозной арки выполнены из П-образных сварных профилей, соединенных ре-

шеткой из уголков. Затяжка крестообразного сечения из четырех уголков.

Интересно арочное покрытие авиационного ангара со сквозными устойчивыми пролетом 90,2 м. Для увеличения полезной высоты помещения стальная решетчатая арка выполнена без затяжки. Опорный узел арки приподнят на высоту 7 м. Устой выполнен в виде сложной рамы, одним из элементов которой является стержневой элемент, передающий равнодействующую силу в опорном узле на внешние фундаменты (рис. 170, б).

На рис. 170, в представлена комбинированная арка с затяжкой в виде балки жесткости коробчатого сечения. Арки поставлены с шагом 12 м, что позволило уложить несущие щиты кровли и подвесить балки подвесных кранов непосредственно к балке жесткости. Устойчивость арки, вынесенной наружу здания, обеспечивалась вертикальными связевыми фермами переменной высоты сечения, расположенными между аркой и балкой жесткости.

Для покрытия стадиона «Динамо» в Москве Моспроект было разработано арочное покрытие в виде складчатой оболочки трапецеидального очертания (рис. 170, д). Толщина складчатого элемента размером 6×9 м составила 100 мм, а толщина наружных плоских алюминиевых листов в трехслойном пакете 1 мм. Средний слой такого элемента представляет собой алюминиевую сотовую плиту.

Другое оригинальное решение арки, предложенное ЦНИИпроектстальконструкцией для перекрытия стадиона «Динамо» в Москве — арка пролетом 180 м, предварительно напряженная системой затяжек (рис. 170, з). Введение в арку предварительно напряженных затяжек существенно повысило жесткость конструкции при одностороннем загрузлении арки временной снеговой нагрузкой.

В отличие от рамных конструкций, большепролетные арки имеют такие габариты сечения, которые позволя-

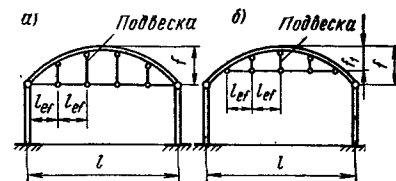


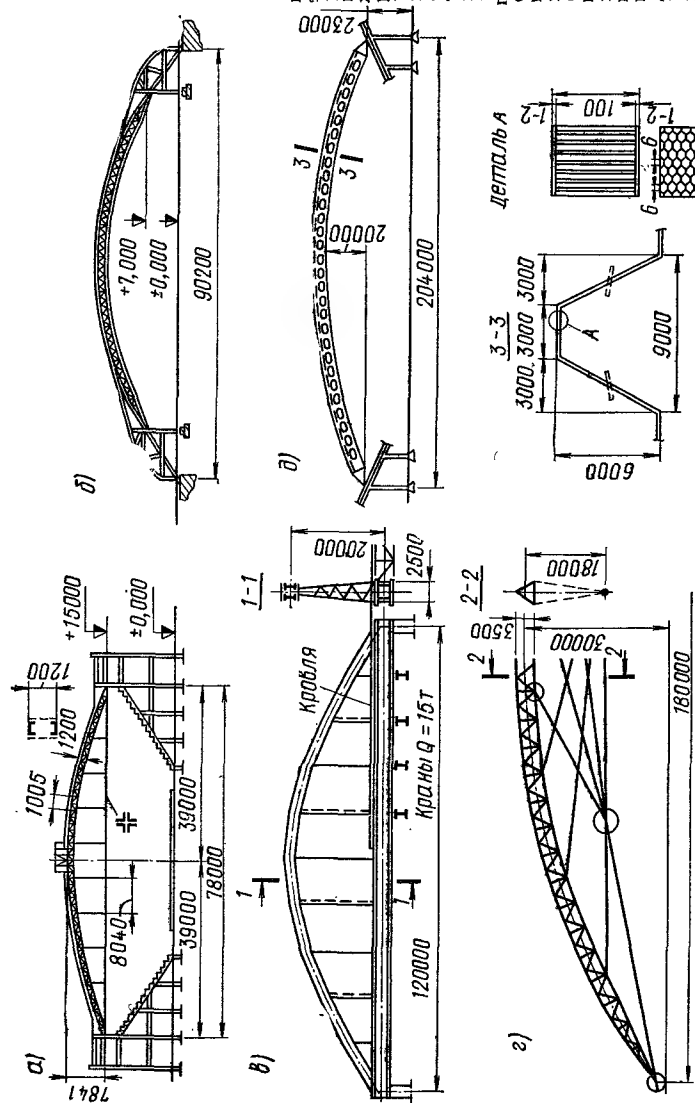
Рис. 168. К определению количества подвесок в арке с затяжкой

а — на уровне опорных шарниров; б — выше опор

Рис. 169. Примеры неразрезных арочных конструкций

а — многопролетная арка вокзального покрытия; б — проект покрытия Казанского вокзала в Москве.

Рис. 170. Промышленные современные материалы для больших шепролетных арок



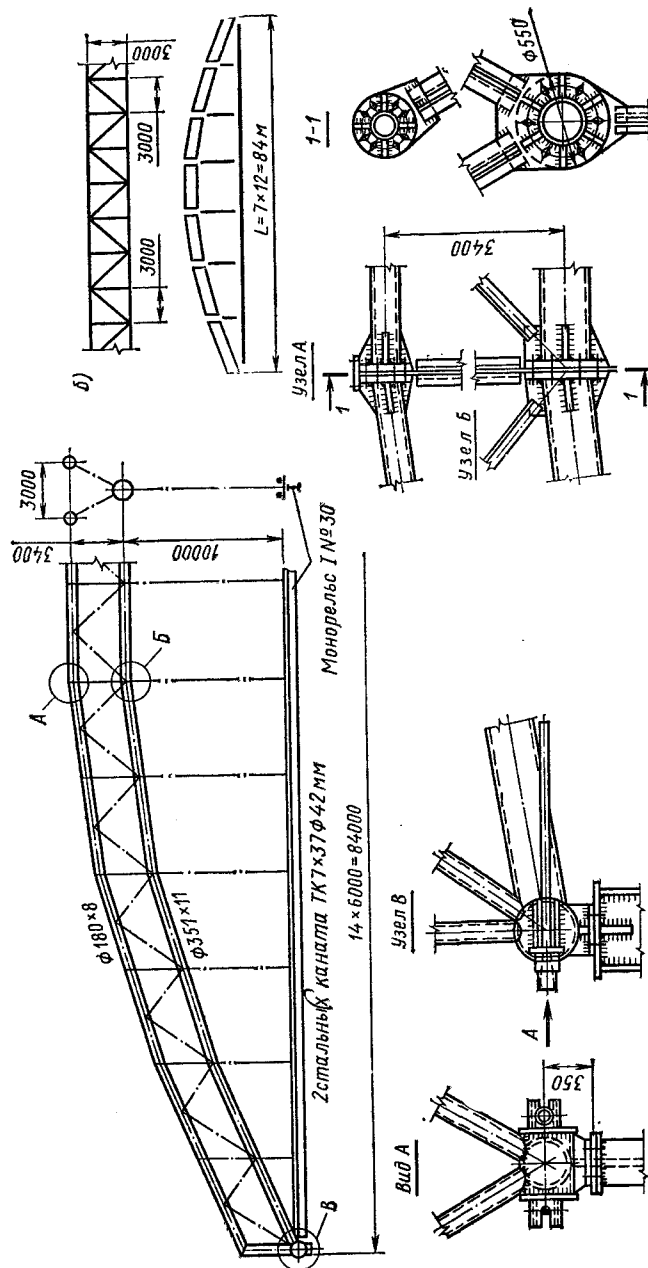


Рис. 171. Пример конструирования (а—в) стальной предварительно напряженной арки с затяжкой пролетом 84 м

ют расчленить арку на крупные отправочные элементы, изготавливаемые полностью в заводских условиях. Отправочные элементы арки в виде плоских или пространственных блоков длиной до 12 м собирают на строительной площадке с помощью монтажных стыков в крупные блоки (полуарка или целая арка) и монтируют в эксплуатационное положение методом поворота из горизонтального положения в вертикальное.

Пример членения большепролетной пространственной арки с затяжкой на отправочные элементы и стыковые монтажные узлы данной арки показаны на рис. 171. Для упрощения изготовления криволинейное очертание этой арки заменено ломаным очертанием с длиной прямолинейного блока треугольного сечения 12 м.

Глава 10. РЕШЕТЧАТЫЕ СКЛАДКИ И СЕТЧАТЫЕ СВОДЫ

10.1. СТАТИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ РЕШЕТЧАТЫХ СКЛАДОК

Металлические решетчатые складки представляют собой простейшую пространственную конструкцию, состоящую из плоских решетчатых ферм, попеременно наклоненных в разные стороны так, что в поперечном сечении покрытия они образуют треугольную или призматическую форму, одинаковую по всей длине волны (рис. 172).

Достоинством складок по сравнению с покрытиями из традиционных плоских ферм является их большая регулярность, определяющая повышенные архитектурно-эстетические качества, способствующие применению этих конструкций без подвесного потолка. Их целесообразно проектировать в качестве шедовых покрытий в зданиях промышленного и общественного назначения, где одна из наклонных плоскостей складки покрывается светопрозрачной панелью, а вторая — глухой. В этом случае остекленную плоскость складки ставят вертикально (рис. 172, б) или под большим углом к горизонтали (рис. 172, е, ж). Складчатые конструкции применяют при пролетах 18—36 м, однако возможно перекрытие складками и больших пролетов.

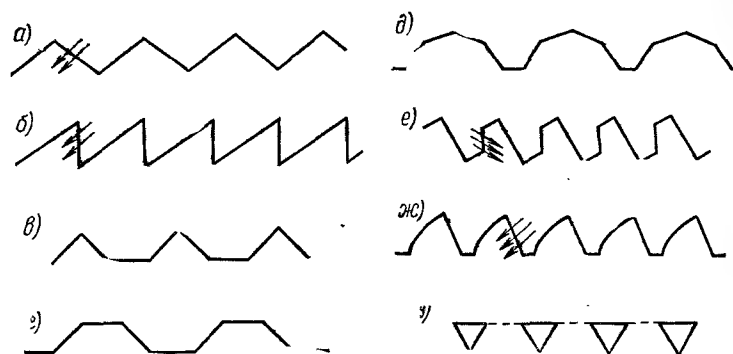


Рис. 172. Формы складок (а—е)

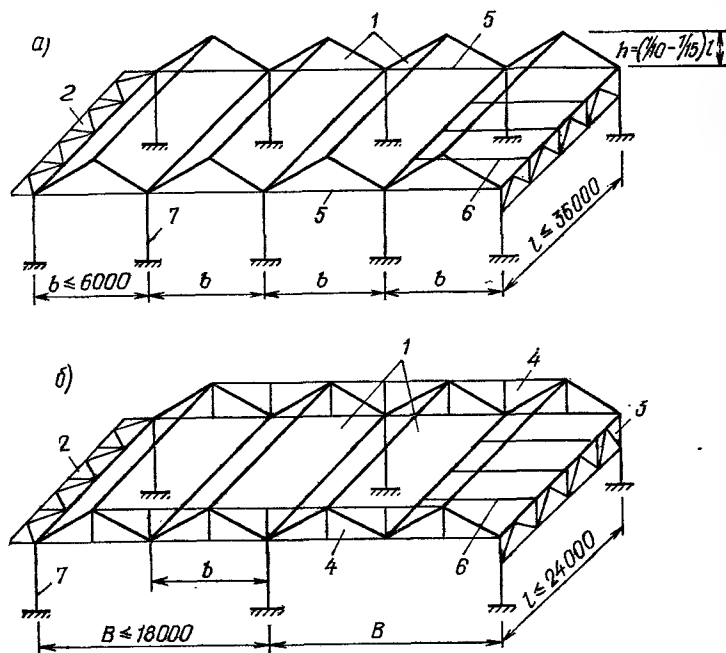


Рис. 173. Общий вид складчатого покрытия

а — при непосредственном опирании складок на колонны; б — при опирании складок на подстропильные фермы; 1 — решетчатая складка; 2 — горизонтальный бортовой элемент; 3 — то же, вертикальный; 4 — подстропильная ферма; 5 — затяжка в плоскости колонн; 6 — затяжка крайней волны складки; 7 — колонны

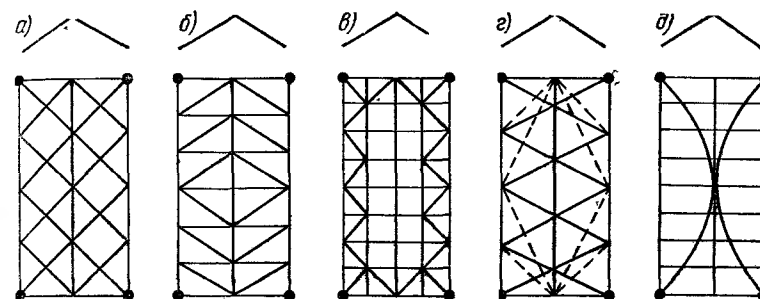


Рис. 174. Системы решетчатых складок

а — крестовая; б — раскосная; в — комбинированная; д — треугольная с дополнительными шпренгелями; е — безраскосная с аркой

Складки могут опираться на стальные или железобетонные колонны (рис. 173, а), на стены сооружения или на подстропильные конструкции (рис. 173, б). При опирании на колонны максимальная ширина волны складки не должна превышать 6 м. Для устойчивости складчатого покрытия в плоскости колонн на уровне опорных узлов по обоим торцам устраивают затяжки, а по длине пояса в крайних волнах для восприятия распора ставят горизонтальные плоские фермы или систему затяжек. Подстропильные фермы увеличивают шаг колонн складчатого покрытия и позволяют получить более гибкое планировочное решение здания. Решетчатые складки обладают большей жесткостью, чем плоские фермы, поэтому их высота может быть уменьшена до $1/10$ — $1/15$ пролета.

Широкое применение в зданиях имеют треугольные складки (рис. 172, а, б, з) как наиболее простые в изготовлении. Система решеток в таких складках показана на рис. 174. Наибольший интерес представляет крестовая решетка (рис. 174, а), в которой элементы работают только на растяжение, что позволяет проектировать их из гибкой высокопрочной стали.

В большинстве случаев складки проектируют в виде однопролетных систем треугольного или полигонального поперечного сечения. При необходимости их предусматривают как неразрезные многопролетные и как консольные системы. Из архитектурных соображений решетчатые складки могут иметь переменное по высоте сечение и переменную ширину волны. Такие складки удобны для

перекрытия круглых, трапециевидных и других сложных планов. Наиболее распространенным типом решетки в складках переменного сечения является раскосная система (рис. 174, б).

10.2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ РЕШЕТЧАТЫХ СКЛАДОК

Решетчатые складки работают в продольном и поперечном направлениях. От вертикальных нагрузок в продольном направлении складка работает как система плоских наклонных ферм, грузовая площадь которых равна ширине волны одной складки b (рис. 175). При этом расчетную линейную нагрузку на одну плоскость волны складки определяют с учетом угла ее наклона

$$q_{\alpha} = [(g + s) b / 2] / \cos^2 \alpha, \quad (124)$$

где g — постоянная распределенная нагрузка; s — снеговая распределенная нагрузка.

Расчетный изгибающий момент в однопролетной складке определяют по формуле

$$M = q_{\alpha} l^2 / 8. \quad (125)$$

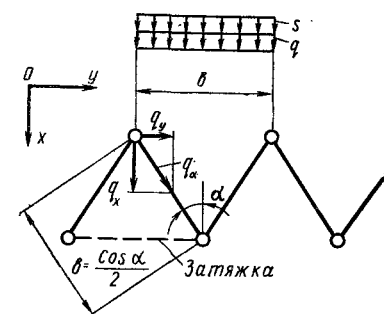


Рис. 175. Схема приложения нагрузки к поперечному сечению складки

Под действием положительного изгибающего момента в поясах складки возникают продольные сжимающие (в верхнем) и растягивающие (в нижнем) усилия. Крайние пояса рассчитывают от воздействия нагрузки q_{α} , а остальные — от $2 q_{\alpha}$. При определении продольных усилий в поясах высоту наклонного ребра

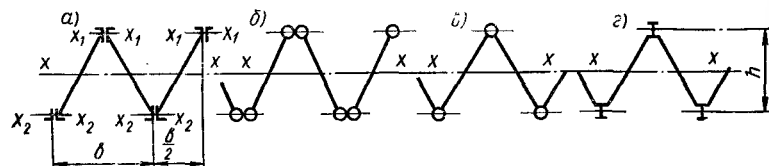


Рис. 176. Варианты разрезки складок в поперечном сечении

а — с независимыми плоскими фермами из одиночных уголков; б — то же, с трубчатыми поясами; в — с совмещенными трубчатыми поясами; г — то же, с поясами из двутавровых профилей

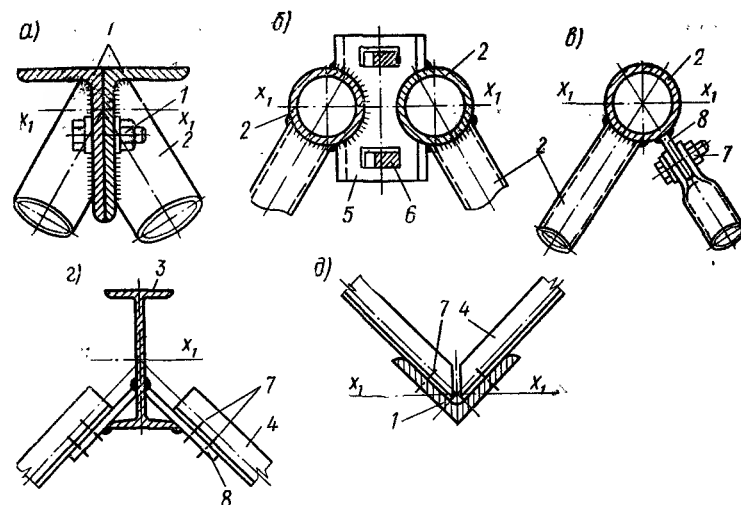


Рис. 177. Узловые соединения решетчатых складок

а — с поясами из спаренных уголков; б — то же, из труб; в — с совмещенным трубчатым поясом; г — с двутавровым поясом (тип ЦНИИСК); д — то же, с одиночным уголком; 1 — поясной уголок; 2 — труба; 3 — двутавр; 4 — уголок решетки; 5 — замковое устройство; 6 — клин; 7 — рабочие болты; 8 — фасонка

принимают равной $b \cos \alpha / 2$.

Сечение затяжек, устанавливаемых между поясами в крайних волнах складчатого покрытия, выражают по формуле (8), в которой значение N равно

$$N = q_y l_m = q_{\alpha} \sin \alpha l_m, \quad (126)$$

где l_m — длина панели пояса складки.

Расчет подстропильной фермы аналогичен расчету стропильной фермы, нагруженной сосредоточенными силами, равными величине опорной реакции волны складки.

Складки пролетом до 18 м возводят из плоских решетчатых ферм полной заводской готовности. При больших пролетах складки, подобно фермам, собирают из двух полуферм по длине пролета. Из условия монтажа пояса складок проектируют преимущественно из спаренных уголков или труб, реже в виде одиночного трубчатого или двутаврового сечения (рис. 176).

Спаренные элементы по длине пояса сопрягают на болтах (рис. 177, а) или стальных клиньях (рис. 177, б),

обеспечивающих несмещаемость этих элементов по отношению друг к другу. При одиночном сечении пояса элементы складки скрепляют на высокопрочных болтах при помощи наклонных косынок, приваренных к поясно-му элементу (рис. 177, в, г, д).

10.3. СТАТИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ СЕТЧАТЫХ СВОДОВ

К этому типу конструкций относятся однопоясные (односетчатые) цилиндрические оболочки и двухпоясные своды (рис. 178, а, б). Односетчатые оболочки, срединная поверхность которых образована скольжением прямой линии по произвольной криволинейной направляющей, называются цилиндрическими. В зависимости от вида криволинейной направляющей различают круговые, параболические, эллиптические и другие типы цилиндрических оболочек, при этом наиболее распространена оболочка, очерченная по круговому цилиндру.

Основными элементами односетчатых цилиндрических сводов, опертых на сплошные стены или фундаменты, являются сетчатая оболочка и решетчатые торцевые диафрагмы (см. рис. 178, а). В цилиндрических оболочках, опертых на четыре колонны по углам, вдоль пролета появляются дополнительные вертикальные и горизонтальные решетчатые бортовые элементы (см. рис. 178, б). Наличие бортовых элементов благоприятно сказывается на увеличении жесткости оболочки.

Пролетом однопоясного сетчатого свода называется расстояние поперек волны, которое может быть 24—80 м, а при повышенной устойчивости, достигаемой включением настила в совместную работу с решеткой, до 100 м. Стрела подъема однопоясного сетчатого свода назначается $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{8}$ пролета, а в цилиндрических оболочках — $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{10}$ пролета. Высоту сечения стержневых элементов сетки принимают $\frac{1}{80}$ — $\frac{1}{200}$ ширины волны B .

В односетчатых цилиндрических оболочках и сводах могут применяться различные системы сеток. Простейшая — ромбическая система (рис. 179, а), так как в каждом узле сопрягаются только четыре стержня. Однако такая система не обеспечивает жесткости конструкции в продольном направлении, поэтому ее применяют только в цилиндрических сводах (см. рис. 178, а) с пролетами

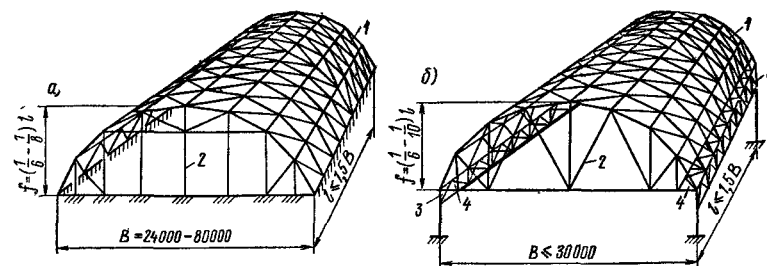


Рис. 178. Основные формы однопоясных сетчатых оболочек

а — цилиндрический свод; б — цилиндрическая оболочка; 1 — сетчатая оболочка; 2 — решетчатая диафрагма; 3 — вертикальный бортовой элемент; 4 — то же, горизонтальный

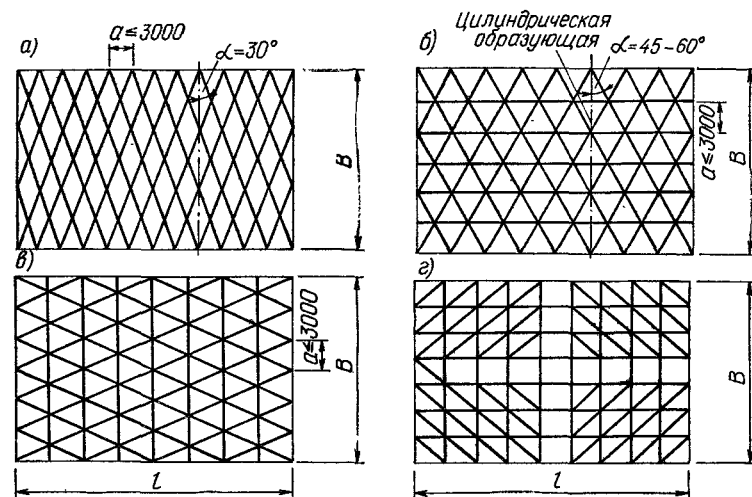


Рис. 179. Системы сеток сетчатых оболочек

а — ромбическая; б — треугольная с продольными стержнями; в — то же, с поперечными; г — раскосная

не более 36 м. В односетчатых конструкциях наибольшее использование имеют системы сеток, изображенных на рис. 179, б, в. В таких сетках угол наклона стержней к цилиндрической образующей принимают 45—60°.

Цилиндрические оболочки могут быть однопролетными или многопролетными, одноволновыми или многоволновыми. В первом случае на стыке многопролетных оболочек устраивают общие диафрагмы, а во втором — об-

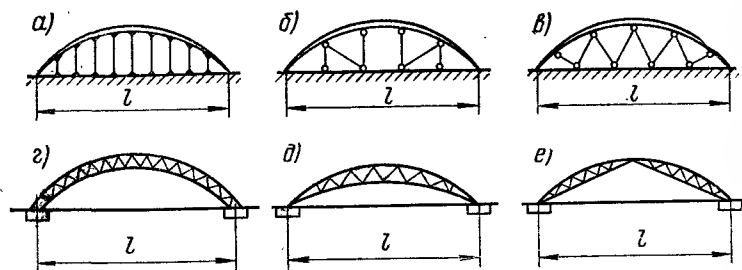


Рис. 180. Схемы (а—е) торцевых диафрагм сетчатых оболочек

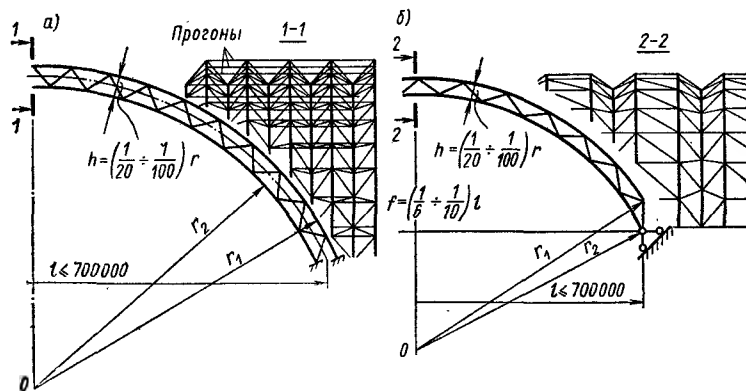


Рис. 181. Основные формы двухсетчатых оболочек
а — регулярной складчатой; б — призматической

шие бортовые элементы. Общая устойчивость односетчатых оболочек обеспечивается наличием торцевых диафрагм, геометрические схемы которых показаны на рис. 180, а—е.

С точки зрения экономичности и удобства эксплуатации наиболее распространены диафрагмы в виде сегментных ферм (рис. 180, б, в). Однако применение их целесообразно только в однопролетных оболочках и сводах. В многопролетных сводах успешно используют диафрагмы арочного типа с опиранием на фундаменты (рис. 180, г—е). При этом по торцам многопролетного здания оставляют диафрагмы в виде сегментных ферм. Наименее экономичны рамные диафрагмы (см. рис. 180, а), применение которых обосновывают функциональными или архитектурными соображениями.

Двухпоясные решетчатые своды — двухсетчатые оболочки и своды призматического сечения (рис. 181) по сравнению с односетчатыми оболочками обладают большей жесткостью и несущей способностью. Такими конструкциями можно перекрывать пролеты до 700 м, имея отношение стрелы подъема к пролету $f/l = 1/6—1/10$, а отношение высоты сечения к среднему радиусу кривизны $h/r = 1/20—1/100$.

Двухсетчатые оболочки (рис. 181, а) образуются системой перекрестных ферм и арок двух или трех направлений. Основную рабочую функцию выполняют поперечные решетчатые арки, передающие на фундамент основные усилия от нагрузки, а продольные прямолинейные фермы способствуют перераспределению усилий между поперечными арками и существенно увеличивают жесткость двухсетчатой оболочки.

Двухпоясные своды треугольного или призматического поперечного сечения по своим статическим и конструктивным схемам приближаются к решетчатым двухшарнирным аркам. Двухпоясные решетчатые своды также опираются по торцам на жесткие диафрагмы, в качестве которых могут применяться сплошные стены, сегментные фермы и другие конструкции. Оптимальное решение сетчатых сводов получают при соотношении $l/B = 1$. Однако при проектировании зданий и сооружений допускается это соотношение увеличивать до 1,5.

10.4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СЕТЧАТЫХ СВОДОВ

Точный расчет сетчатых цилиндрических сводов достаточно сложен и его делают с помощью ЭВМ. Приближенный расчет сетчатой цилиндрической оболочки, опирающейся по продольным краям на стены или фундаменты, а по торцам на жесткие диафрагмы, выполняют как двухшарнирной арки с расчетной шириной, равной размеру ячейки сетки свода a (рис. 182).

Геометрические параметры свода при заданных пролете и стреле подъема свода f определяют по формулам:

$$R = (l^2 + 4f^2) / 8f; \quad (127)$$

$$\varphi_0 = \text{Arc sin } (l/2R); \quad (128)$$

$$S = \pi R (\varphi_0/90), \quad (129)$$

где R — радиус кривизны свода; φ_0 — центральный угол от конька до опоры свода; S — длина дуги свода.

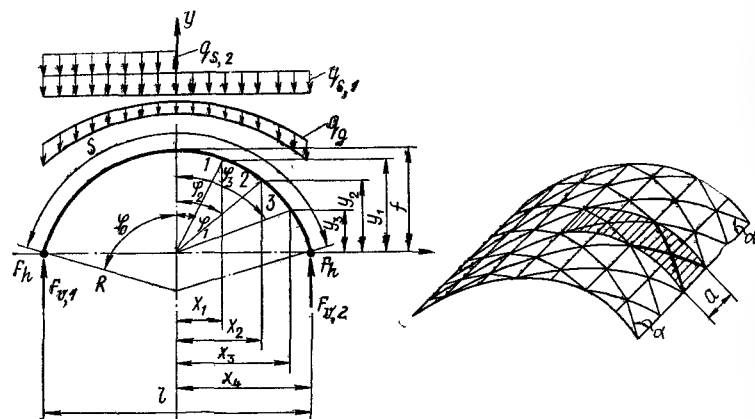


Рис. 182. К расчету сетчатых оболочек

Координаты точек перелома оси свода при заданном количестве панелей n на половине длины равны:

$$x_n = R \sin \varphi_n; \quad (130)$$

$$y_n = f - R(1 - \cos \varphi_n). \quad (131)$$

Распор и вертикальные реакции в расчетной полосе свода от постоянной расчетной нагрузки соответственно могут быть выражены:

$$F_{h,g} = [(\varphi_0 l / 2) - R(1 - \cos \varphi_0)] q_g R k_c / f; \quad (132)$$

$$F_{v,1} = F_{v,2} = q_g \varphi_0 R. \quad (133)$$

где φ_0 — центральный угол в радианах; $q_g = ga$ — линейная расчетная нагрузка от массы кровли и собственной массы свода; k_{co} — коэффициент, учитывающий упругое обжатие свода и определяемый приближенно по формуле

$$k_{co} = 1/[1 + (k_e S^2 / 4f^2) 10^4]. \quad (134)$$

Распор и вертикальные реакции в расчетной полосе свода от равномерно распределенной снеговой нагрузки соответственно равны:

$$F_{h,s,1} = q_{s,1} l^2 k_0 (1 - 5\alpha^2 + 5\alpha^4) / 8f; \quad (135)$$

$$F_{v,1,s,1} = F_{v,2,s,1} = q_{s,1} (1 - 2\alpha) / 2, \quad (136)$$

где $\alpha = a/l$, для сводов с $\varphi_0 \leq 50^\circ$, $\alpha = 0$.

ТАБЛИЦА 35. ЗНАЧЕНИЯ k_e , S И φ_0 (В РАДИАНАХ) В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ОТНОШЕНИЯ f/l

f/l	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7	1/8	1/9	1/10
S	1,571	1,281	1,161	1,101	1,071	1,051	1,041	1,031	1,021
k_e	1	1,2628	1,4438	1,5747	1,6533	1,7073	1,742	1,7681	1,7873
φ_0	1,57	1,176	0,927	0,761	0,643	0,557	0,49	0,437	0,395

Распор и вертикальные реакции в расчетной полосе свода от снеговой нагрузки, приложенной по треугольной схеме, находят по формулам:

$$F_{h,s,2} = 0,0342 q_{s,2} l^2 k_{co} (1 - 2\alpha + 8\alpha^2) / f; \quad (137)$$

$$F_{v,1,s,2} = q_{s,2} l (11 - 26\alpha + 8\alpha^2) / 48; \quad (138)$$

$$F_{v,2,s,2} = q_{s,2} l (7 - 10\alpha - 8\alpha^2) / 48. \quad (139)$$

В формулах (135), (136), (138), (139) снеговые нагрузки $q_{s,1}$ и $q_{s,2}$, приведенные к расчетной полосе свода, принимают по СНиП II-6-74.

Изгибающие моменты нормальных и поперечных сил в произвольном сечении расчетной полосы свода определяют по формулам (113) — (115).

Продольные сжимающие усилия в отдельных стержнях однопоясного и двухпоясного сводов могут быть определены соответственно по формулам (140) и (141) с учетом угла наклона α :

$$N_1 = N/2 \sin \alpha; \quad (140)$$

$$N_2 = (N/2 \pm M/h) / 2 \sin \alpha, \quad (141)$$

где h — высота сечения двухпоясного свода в осях поясов.

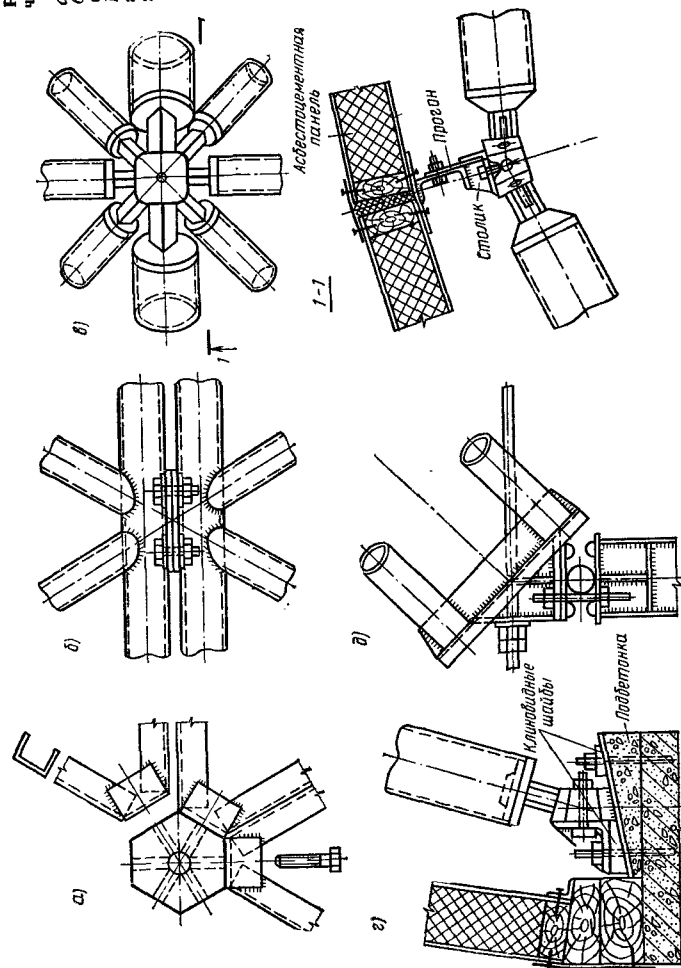
Чтобы обеспечить устойчивость сетчатого свода, необходимо выполнить условие (121), при этом критическая сила в своде приближенно составляет

$$N_{cr} = \pi^2 E_0 J_x / (\mu S)^2, \quad (142)$$

где E_0 — приведенный модуль упругости сетчатого свода, определяемый по формулам (143) и (144); J_x — момент инерции поперечного сечения пары стержней в однопоясном или группы стержней в двухпоясном своде.

Рис. 183. Узлы цилиндрических сетчатых оболочек

а — разработанные в ЦССР; б — собираемая из плоских ферм; в, г — конструкции МАРХИ (СССР); д — вариант опорного узла двухпоясного свода с затяжкой



Значение E_0 для однопоясного и двухпоясного сводов соответственно равны:

$$E_0 = 2E; \quad (143)$$

$$E_0 = 4EA/3ha, \quad (144)$$

где E — модуль упругости стали, применяемой для изготовления стержней свода; A — площадь поперечного сечения одного стержня.

Значения коэффициентов μ можно брать по табл. 34.

Конструктивной особенностью сетчатых цилиндрических сводов и оболочек является то, что оси стержней двух соседних узлов не лежат в одной плоскости. Это свойство требует применения в сетчатых сводах и оболочках таких профилей (труб, швеллеров, двутавров), закручивание которых относительно продольной оси на небольшой угол не вызывает значительных напряжений в сечении.

Своды и оболочки конструируют преимущественно из коротких стержневых элементов и специальных узловых деталей, позволяющих прикреплять стержневые элементы под разными углами. В большинстве случаев применяют болтовые соединения, примеры которых показаны на рис. 183. В мировой практике широкое применение в сетчатых сводах получили узловые соединения систем «Триодетик», ИФИ (см. рис. 210) и «Октаплатт» (см. рис. 211).

Глава 11. КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИИ ДВОЯКОЙ КРИВИЗНЫ

11.1. КУПОЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКА

Куполами называются пространственные конструкции положительной гауссовой кривизны¹, поверхность которых образуется вращением плоской кривой вокруг

¹ Гауссова кривизна представляет собой произведение главных кривизн $1/R_1 \cdot 1/R_2$, где R_1 и R_2 — радиусы взаимно перпендикулярных сечений кривой поверхности в данной точке. Если центры кривизны лежат по одну сторону поверхности, то поверхность имеет положительную гауссову кривизну (купол, пологая оболочка). Если эти центры лежат с обеих сторон поверхности, то поверхность имеет отрицательную гауссову кривизну (гипар). Если же один из радиусов равен бесконечности, то поверхность имеет нулевую гауссову кривизну (сетчатый цилиндрический свод).

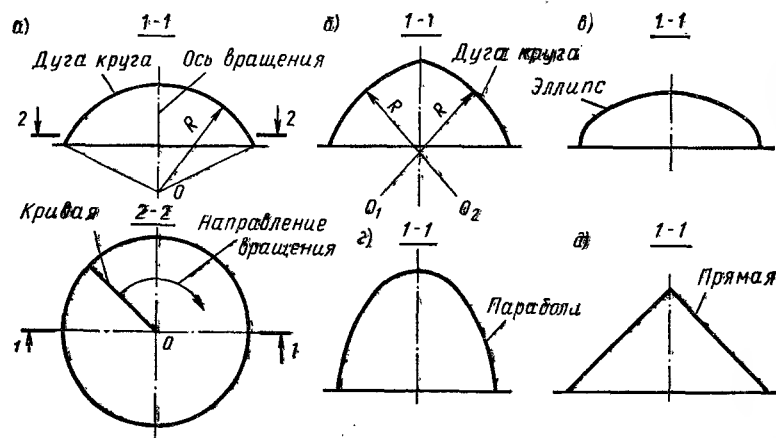


Рис. 184. Схемы куполов

а — сферический; б — стрельчатый; в — эллиптический; г — параболический; д — конический

вертикальной неподвижной прямой оси вращения. Наиболее распространены в практике строительства купола на круглом плане, которые в зависимости от поверхности, описываемой вращающейся кривой, могут быть сферическими, стрельчатыми, эллиптическими, параболическими, коническими (рис. 184) и т. п.

По конструктивным признакам купола могут быть ребристыми, ребристо-кольцевыми, сетчатыми. Ребристый купол представляет собой пространственно-арочную конструкцию из плоских криволинейных ребер, устанавливаемых в радиальном направлении и соединенных между собой в нижней части опорным кольцом, работающим на растяжение, а в вершине купола — верхним кольцом, работающим на сжатие (рис. 185, а). Панели кровли укладывают по кольцевым прогонам, шарнирно соединенным с ребрами купола.

Ребристо-кольцевые купола отличаются от ребристых включением в работу купола кольцевых прогонов, образующих совместно с ребрами жесткую пространственную систему (рис. 185, б). Кольцевые прогоны в ребристо-кольцевых куполах кроме опирания панелей кровли обеспечивают общую устойчивость и уменьшают расчетную длину ребер купола из их плоскости. Для общей жесткости куполов этих видов устраивают минимум че-

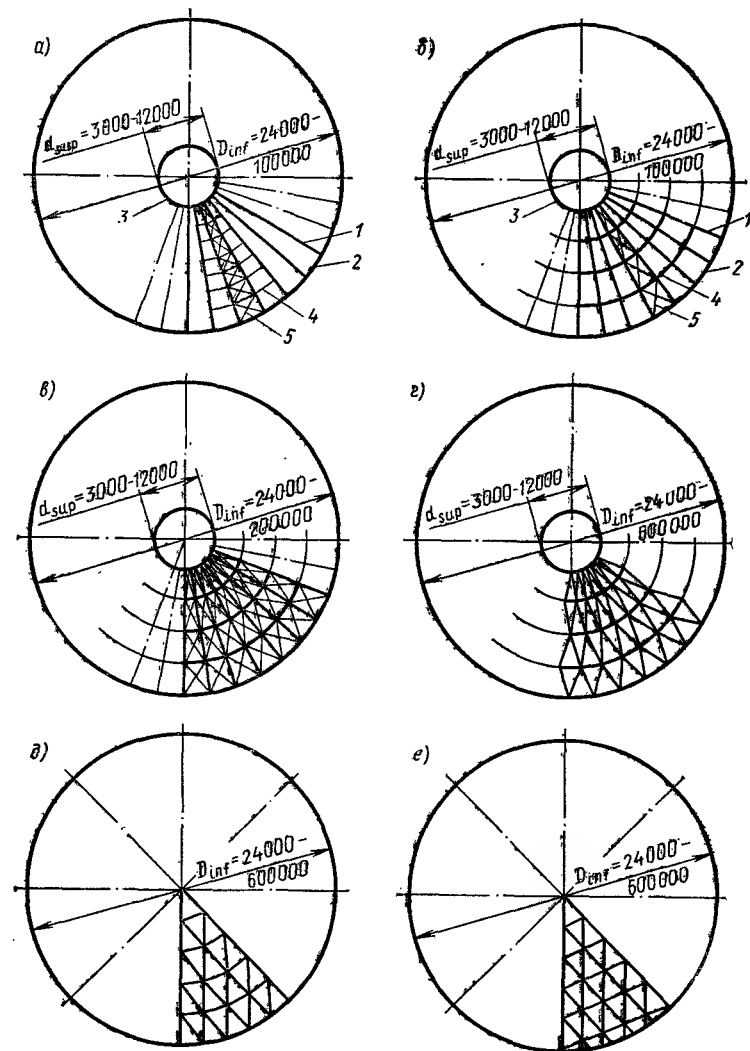


Рис. 185. Основные системы скелетных куполов

а — ребристый; б — ребристо-кольцевой; в — сетчатый системы Шлегеля; г — звездчатый системы Фейля; д — сетчатый системы Чивитта; е — сетчатый на основе ромбической сети; 1 — меридиональное ребро; 2 — опорное кольцо; 3 — верхнее кольцо; 4 — прогоны; 5 — связи

тыре связевые панели, представляющие собой сектора из двух смежных ребер, сопряженных друг с другом крестовыми связями и распорками-прогонами.

Ребристые и ребристо-кольцевые купола проектируют чаще всего в виде пологих систем со стрелой подъема $(1/5 - 1/8) D_{inf}$ и наружным диаметром $D_{inf} = 24 - 100$ м. Высоту ребер рекомендуется принимать $(1/60 - 1/100) D_{inf}$, а шаг ребер по наружному диаметру 6—12 м в зависимости от значения D_{inf} .

Дальнейшим развитием ребристо-кольцевых куполов является купол Шведлера, отличающийся от вышеизложенных тем, что крестовые связи в нем ставят в каждой четырехугольной ячейке, благодаря чему значительно повышается жесткость купола. Диаметр такого купола может быть увеличен до 200 м (рис. 185, а).

В современной практике куполостроения наибольшее применение получили сетчатые купола на основе сеток с треугольными ячейками, а также геодезические системы куполов, стержни которых являются ребрами многоугольников, вписанных в сферу. Принцип построения куполов на основе сеток с треугольными ячейками заключается в проектировании некоторой плоской сети на поверхности купола. Для этого купол членят на определенное число одинаковых пространственных секторов, каждый из которых разбивается на более мелкие треугольные ячейки.

Звездчатая система разбивки (купол Фёппля) получается из системы Шведлера путем поворота каждого горизонтального кольца на угол $\theta = \pi/n$ (n — число граней купола) (рис. 185, г). При звездчатой разбивке длину всех колец стержней назначают одинаковой, что приводит образующуюся сеть к правильной сети Чебышева.

В системе Чивитта (рис. 185, д) все узлы яруса лежат в одной горизонтальной плоскости, что позволяет при разбивке купола проектировать одинаковыми расстояниями между кольцами или длину кольцевых элементов в одном ярусе.

Равенством длин стержней, расположенных в меридиональном направлении, отличается ромбическая сеть, показанная на рис. 185, е, построенная на основе правильной сети Чебышева.

Наиболее целесообразны с точки зрения получения однотипных стержневых и узловых элементов геодези-

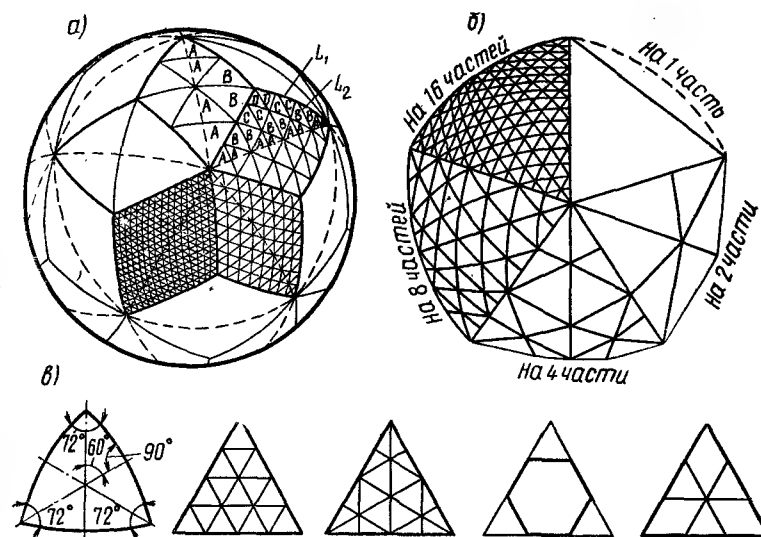


Рис. 186. Схемы построения геодезических куполов

а — на основе сети додекаэдр; б — на основе сети усеченного икосаэдра; в — варианты заполнения сферических треугольников (А—Д — типы разбивок)

ческие купола, построенные на основе сферической сети додекаэдр (разбивка Р. Б. Фуллера; рис. 186, а) и на основе сферической сети икосаэдр (разбивка М. С. Туполева; рис. 186, б).

В зависимости от членения сферических треугольников на мелкие ячейки могут быть получены треугольные, пятиугольные, шестиугольные и ромбического вида сетки, придающие сетчатым куполам интересные архитектурные формы (рис. 186, в). Одноярусные сетчатые купола проектируют диаметром до 150 м, а двухярусные до 600 м при высоте сечения $(1/100 - 1/150) D_{inf}$. Сравнение двух схем геодезических куполов показывает, что по количеству типоразмеров стержней и панелей покрытия более рациональны схемы на основе додекаэдра.

11.2. РАСЧЕТ РЕБРИСТЫХ И РЕБРИСТО-КОЛЬЦЕВЫХ КУПОЛОВ

Ребристые купола, состоящие из арок, соединенных в ключе, представляют собой многократно статически неопределимую систему (рис. 187, а). С достаточной степенью приближения расчет их можно вести как трехшарнирных арок, состоящих из двух противолежащих ребер. Вертикальная нагрузка на расчетную трехшарнирную арку, собираемая с площади сферической трапеции, может быть заменена треугольной с максимальной ординатой по наружному периметру $q_{g,1} = g a_{inf}$ (a_{inf} — расстояние между ребрами по опорному кольцу). При симметричной вертикальной нагрузке распор и опорная реакция в расчетной арке могут быть выражены:

$$F_h = q_{g,1} D_{inf}^2 / 24f; \quad (145)$$

$$F_v = q_{g,1} D_{inf} / 4. \quad (146)$$

Осевое сжимающее усилие в ребре купола на уровне опорного кольца определяют по формуле: $N = \sqrt{F_h^2 + F_v^2}$. При частом расположении ребер ($a_{inf} \leq 6$ м) влияние распора, возникающего в расчетной арке, может быть заменено равномерно распределенной нагрузкой, приложенной по длине опорного кольца F_h/a_{inf} или верхнего кольца F_h/a_{sup} .

Усилия растяжения в опорном кольце и сжатия в верхнем кольце соответственно равны:

$$N_{inf} = F_h D_{inf} / 2a_{inf}; \quad (147)$$

$$N_{sup} = F_h d_{sup} / 2a_{sup}. \quad (148)$$

Расчет ребристо-кольцевого купола на осесимметричную нагрузку, подобно расчету ребристого, сводят к расчету плоских трехшарнирных арок с условными затяжками-кольцами, которые препятствуют горизонтальным перемещениям ребер, благодаря чему уменьшаются усилия в ребрах, а следовательно, снижается расход материалов на них (рис. 187, б). Влияние лишних неизвестных $x_1, x_2, \dots$ определяют путем решения системы канонических уравнений.

В реальном проектировании все типы куполов рассчитывают также на несимметричные ветровую и снеговую нагрузки, так как эти виды нагрузок вызывают в

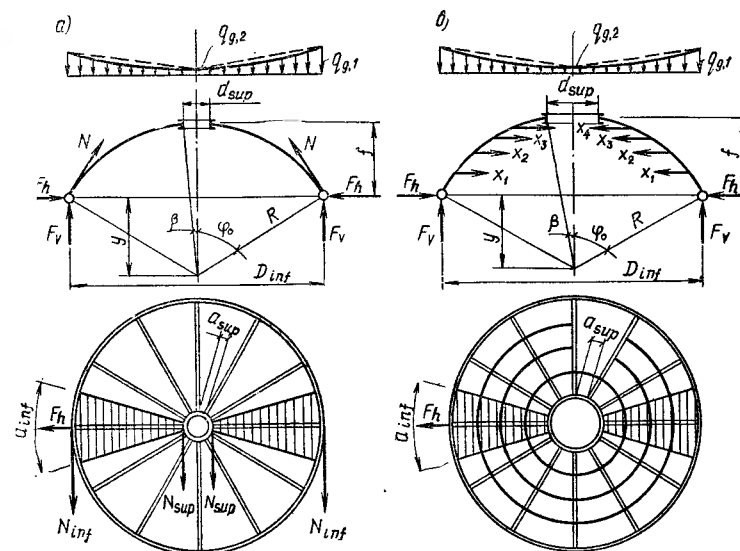


Рис. 187. К расчету куполов

а — ребристого; б — ребристо-кольцевого

куполах опасные растягивающие усилия в кольцевом направлении и значительные местные изгибающие моменты в ребрах и кольцах системы.

11.3. РАСЧЕТ СЕТЧАТЫХ КУПОЛОВ

Расчет сетчатых куполов ведут по безмоментной теории, условиями применения которой являются: плавность изменения приведенной толщины оболочки, постоянство радиуса кривизны ее меридиана, плавность изменения нагрузки, свободное перемещение краев купола в радиальном и кольцевом направлениях. При этих условиях напряженное состояние сетчатого купола от осесимметричной сплошной равномерно распределенной нагрузки характеризуется появлением только нормальных сил, действующих в меридиональном направлении F_1 и кольцевом направлении F_2 (рис. 188, а).

Основное уравнение равновесия безмоментной сферической оболочки имеет вид

$$F_1 + F_2 = pR, \quad (149)$$

где w — расчетная ветровая нагрузка на 1 м^2 вертикальной поверхности на уровне основания купола.

Учитывая ширину расчетных полос a и b , можно получить расчетные усилия в стержнях меридионального и кольцевого направления от каждого вида загрузки по формулам:

$$N_1 = F_1 a / 2 \cos \alpha; \quad (160)$$

$$N_2 = F_2 b. \quad (161)$$

Для обеспечения устойчивости купола в вертикальной плоскости необходимо выполнить условие:

$$N_1 \leq N_{cr}; \quad N_{cr} = E \sqrt{J^2 a / 2R}, \quad (162)$$

где J — момент инерции сечения купола на ширину меридиональной полосы a , соответственно определяемый для однополюсного и двухполюсного куполов по формулам:

$$J = \pi (d_e^4 - d_i^4) / 64; \quad (163)$$

$$J = A h^2 / 2, \quad (164)$$

где d_e и d_i — наружный и внутренний диаметр трубы; A — площадь поперечного сечения пояса.

11.4. ТИПЫ СЕТЧАТЫХ ОБОЛОЧЕК И ИХ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Сетчатые оболочки представляют собой новый тип металлических конструкций, основанный на применении однотипных стержневых и узловых элементов. Сетчатые оболочки, как правило, имеют центрический план и образуются высечкой из сферы квадратной, треугольной или шестиугольной формы в плане (оболочки положительной гауссовой кривизны) или высечкой из поверхности гиперболоида вращения квадратной или ромбической формы (оболочки отрицательной гауссовой кривизны) (рис. 189).

Основной способ разрезки пологих сетчатых оболочек положительной гауссовой кривизны (рис. 189, а) состоит в нанесении на исходную поверхность правильной сети Чебышева с равной длиной противоположных сторон четырехугольных ячеек, закрепленной по ортогональным образующим поверхности. В угловых зонах в четырехугольные ячейки сети ставят диагональные стержни, воспринимающие растягивающие кольцевые усилия.

В сетчатых оболочках с поверхностью в виде гиперболического параболоида (рис. 189, б — г) разрезку вы-

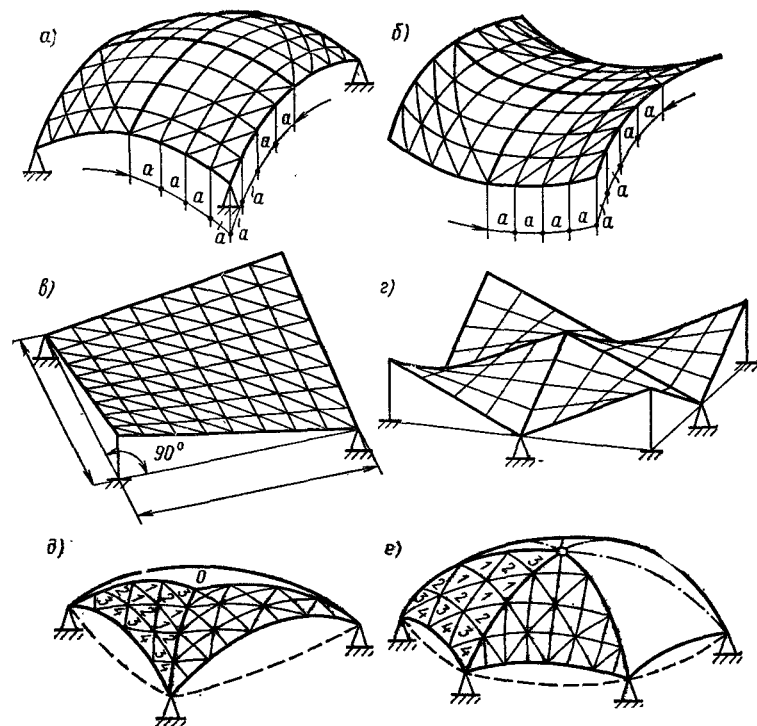


Рис. 189. Схемы образования (а—е) сетчатых оболочек (1—4 — типы разбивок)

полняют по прямолинейным образующим, параллельным сторонам прямоугольного контура, что позволяет компоновать из нескольких элементарных секций разнообразные покрытия и сохранять однотипность стержневых и узловых элементов. Интересные формообразования сетчатых оболочек с произвольной формой плана могут быть получены с помощью наклонных образующих — метода разрезки, предложенного институтом ЦНИИпроектстальконструкция. Суть метода заключается в нанесении на поверхность вращения кривых линий с постоянным угловым шагом, не совпадающих с меридианами и параллелями (рис. 189, д, е).

Сеть плоских наклонных образующих позволяет компоновать сложные поверхности оболочек, образованные из треугольных (рис. 190, а) и трапециевидных (рис.

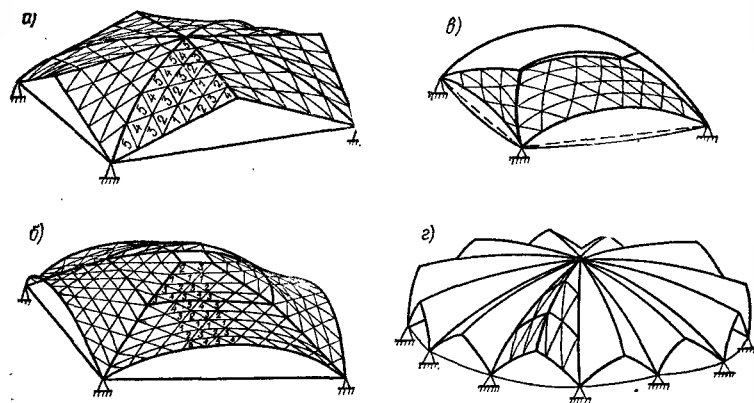


Рис. 190. Схемы сложных оболочек (а—г), образованных с помощью наклонных образующих (г—е — типы разбивок)

190, б) фрагментов гиперболоида вращения на квадратном или многоугольном планах, а также сложные оболочки из треугольных и трапециевидальных фрагментов сферического типа (рис. 190, в, г). Сетчатые оболочки нового типа могут применяться в широком диапазоне пролетов (30—150 м). При пролетах более 60 м для повышения их жесткости и устойчивости рекомендуется использовать двухсетчатую структуру решетки с отношением высоты сечения к пролету $1/100—1/150$.

11.5. РАСЧЕТ ПОЛОГИХ СЕТЧАТЫХ ОБОЛОЧЕК

Квадратная в плане пологая сферическая оболочка с постоянной кривизной:

$$R_x = R_y = R = (l^2/8f) + f/2, \quad (165)$$

загруженная равномерно распределенной нагрузкой g , может быть рассчитана приближенно по безмоментной теории как свод, работающий в двух направлениях (рис. 191). Для этого сетчатую оболочку в двух направлениях членят на полосы-арочки шириной 1 м, по концам которых определяют вертикальные опорные реакции и распор по формулам:

$$F_{v,x} = F_{v,y} = gl/4; \quad (166)$$

$$F_{h,x} = F_{h,y} = gl^2/16f. \quad (167)$$

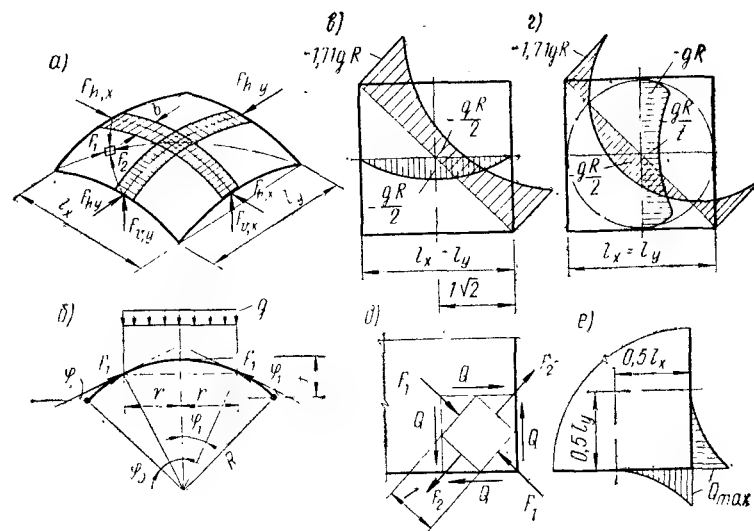


Рис. 191. К расчету сетчатой полой оболочки (а—е)

Продольные сжимающие усилия по концам арок могут быть равны

$$F_1 = \sqrt{F_v^2 + F_h^2}. \quad (168)$$

В пределах отсеченного сферического сегмента, вписанного в квадратное очертание оболочки, меридиональные и кольцевые усилия от постоянной и снеговой нагрузок, подобно сетчатому куполу, могут быть определены соответственно по формулам (154)—(157).

На рис. 191, в, г приведены эпюры усилий в квадратной оболочке от постоянной равномерно распределенной нагрузки, вычисленные точным методом. Эти эпюры показывают, что в полой оболочке имеется область двухосного сжатия, и только в угловых зонах перпендикулярно оси диагонали возникают главные растягивающие усилия с максимальным значением $F_2 = 1,71 gR$ и перпендикулярные им главные сжимающие усилия $F_1 = -1,71 gR$. Общая внешняя нагрузка, действующая на пологую оболочку, уравнивается суммой вертикальных проекций сдвигающих усилий Q , приложенных вдоль верхнего пояса контурной диафрагмы (рис. 191 д, е).

Максимальная ордината сдвигающей силы в соответствии с эпюрами на рис. 191, в, г возникает в углу оболочки (рис. 191, д) и имеет вид

$$Q_{max} = \sqrt{2(1,71 gR)^2 / \sqrt{2}} = 1,71 gR. \quad (169)$$

Расчетные усилия в стержнях сетчатой конструкции в рассматриваемом сечении с учетом шага стержней определяют по аналогии с сетчатыми куполами (160) и (161).

Диафрагму пологой оболочки приближенно можно рассчитывать как обычную двухшарнирную арку с затяжкой или сегментную ферму, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью $q = F_v$.

Устойчивость пологой оболочки будет обеспечена, если соблюдено условие

$$g \leq g_{cr}, \text{ где } g_{cr} = 10^4 E \sqrt{J^2/a^2/R^2}. \quad (170)$$

11.6. РАСЧЕТ СЕТЧАТЫХ ОБОЛОЧЕК В ФОРМЕ ГИПЕРБОЛИЧЕСКОГО ПАРАБОЛОИДА (ГИПАРА)

Оболочка в форме гипара под действием равномерно распределенной нагрузки находится в напряженном состоянии, характеризующем равенством усилий $F_1 = F_2$ в любой точке поверхности (рис. 192, а, б). При этом по направлению вогнутой параболы (рис. 192, г) возникают растягивающие усилия, а по направлению выпуклой (рис. 192, д) — сжимающие.

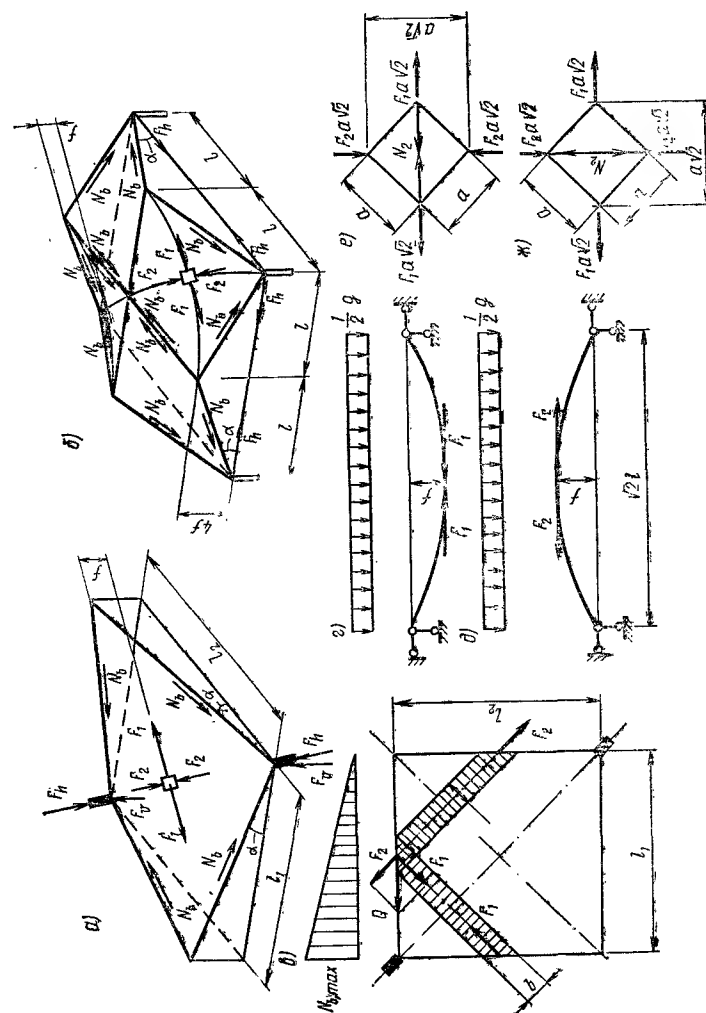
Пренебрегая влиянием упругих деформаций в сетчатой оболочке и краевой обвязке, можно допустить, что равномерно распределенная нагрузка полностью уравновешивается нормальными силами, возникающими в диагональных арокках двух направлений.

Принимая во внимание, что нагрузка, действующая на оболочку, прикладывается одновременно к обоим арочкам, можно определить значения растягивающих F_1 и сжимающих F_2 сил в диагональных арочках шириной 1 м:

$$F_1 = F_2 = 0,5 g (\sqrt{2} \cdot l)^2 / 8f = gl^2 / 8f. \quad (171)$$

Гиперболические оболочки характеризуются сдвигающими усилиями постоянной интенсивности, равными $Q = F_1 = -F_2$ (рис. 192, в). Максимальное сжимающее усилие

Рис. 192. К расчету сетчатых оболочек в форме гиперболического параболоида
а, б — односекционный; в — четырехсекционный; г — ж — расчетные схемы



в бортовом элементе $N_{b,max}$ с учетом угла его наклона к горизонтالي возникает у опоры как сумма сдвигающих усилий Q по длине бортового элемента:

$$N_{b,max} = Ql/\cos \alpha. \quad (172)$$

Вертикальную опорную реакцию при опирании гипара на две опоры определяют по формуле

$$F_v = gl^2/2. \quad (173)$$

Распор, направленный по опорной диагонали однолесткового гипара (см. рис. 192, а), равен

$$F_h = 2N_{b,max}/\cos 45^\circ. \quad (174)$$

В четырехлестковом гипаре опорная реакция и усилие в затяжке соответственно равны:

$$F_v = 4gl^2/4 = gl^2; \quad (175)$$

$$F_h = N_{b,max}/\cos \alpha. \quad (176)$$

Общий бортовой элемент в четырехлестковом гипаре рассчитывают на суммарное сжимающее усилие с учетом понижающего коэффициента 0,85, учитывающего краевой эффект при сочленении лепестков гипара

$$N = 2N_{b,max} \cdot 0,85. \quad (177)$$

Усилия в отдельных ортогональных и диагональных стержнях оболочки с учетом шага стержней определяются по рис. 192, е, ж.

11.7. КОНСТРУИРОВАНИЕ КУПОНОВ И СЕТЧАТЫХ ОБОЛОЧЕК

Ребристые и ребристо-кольцевые купола состоят из плоских или пространственных ребер сплошного или сквозного сечения, напоминающих по своей конструкции сплошные или сквозные арки. По опорному контуру арки ребра сопрягаются с опорным металлическим (рис. 193) или железобетонным кольцом, работающим на изгиб в двух взаимно перпендикулярных плоскостях $x-x$ и $y-y$.

Высоту кольца принимают равной $1/10-1/15$ расстояния между колоннами, а ширину — не менее $1/5$ высоты сечения. При частом расположении ребер (3—6 м) кольцо в плане имеет форму окружности; при более редком — форму многоугольника. При многоугольной форме кольца ребра купола сопрягаются с ним в узлах перелома.

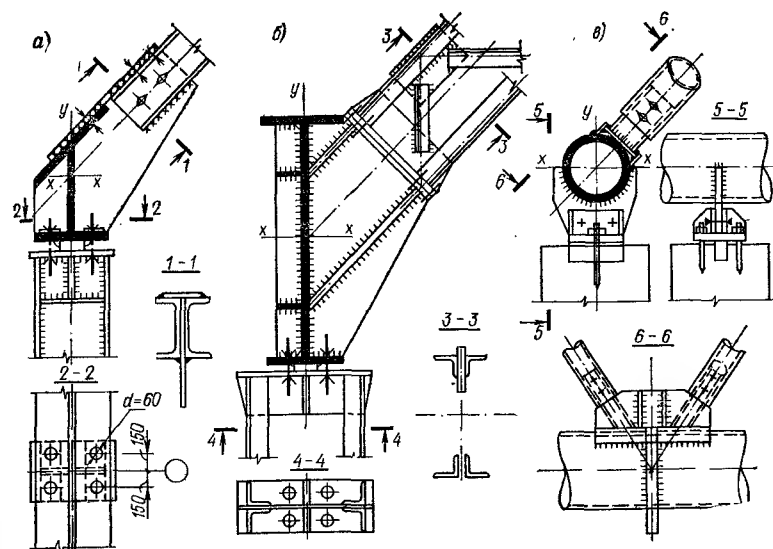


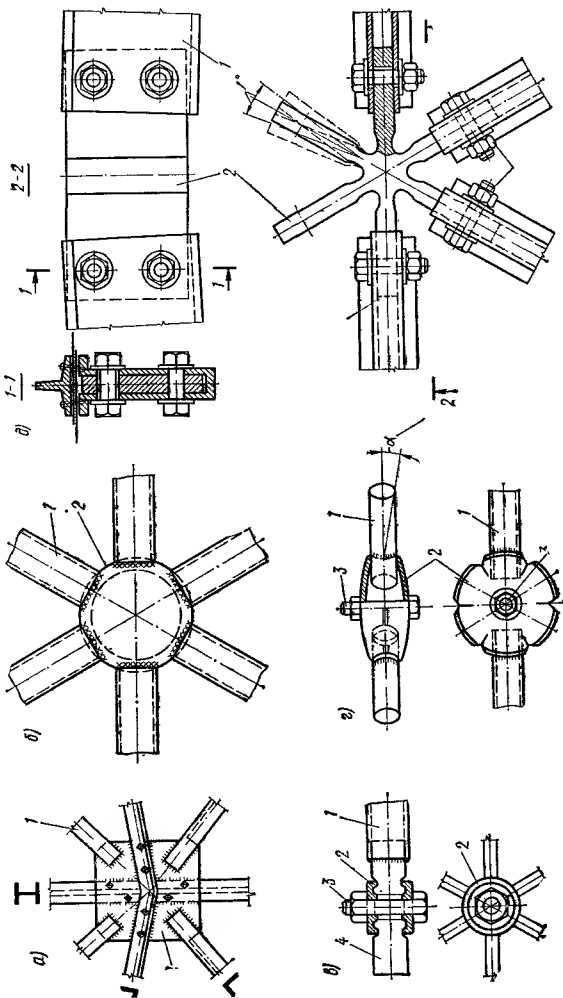
Рис. 193. Узлы сопряжения ребер купола с опорным кольцом

а — в одноярусном ребристом куполе; б — то же, в двухярусном; в — в сетчатом

Сопряжение ребер с кольцом в промежутках между опорными колоннами не рекомендуется, ввиду появления значительных изгибающих моментов и повышенного расхода стали. В вершине купола проектируют аналогичное опорному верхнее сжатое кольцо. Сопряжение радиальных ребер с верхним и нижним кольцами может быть жестким или шарнирным. При шарнирном сопряжении для повышения жесткости и устойчивости верхнего кольца его раскрепляют внутренними распорками. В ребристых куполах прогоны, как правило, проектируют в виде гнутых профилей швеллерного типа, которые крепят к ребрам купола на болтах шарнирно.

В ребристо-кольцевых куполах прогоны выполняют как из прокатных профилей, так и в виде легких решетчатых фермочек с параллельными поясами. Крепление прогонов шарнирное или жесткое по типу узлов балочных клеток, но рассчитанное на восприятие кольцевых усилий.

В сетчатых куполах и оболочках узловое соединение играет решающее значение при определении их матери-

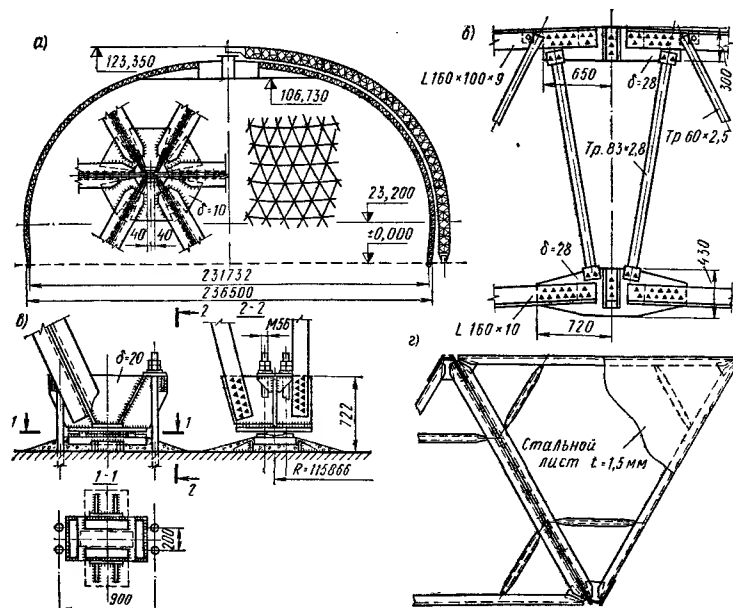


a — разрез купола с фрагментом сетки и узла соединения стержней; *б* — фрагмент поперечного сечения; *в* — опорный узел; *г* — монтажный ромбический блок

алоемкости, трудоемкости изготовления и сборки, а также стоимости. Выделяют три основные группы решений узловых соединений, отличающиеся одно от другого принципами сопряжения стержней и возможностями ориентации стержневых элементов.

К первой группе относят узловые соединения с ориентацией стержней на касательную плоскость узлового элемента. Узловые фасонки в этих соединениях выполняют из штампованных листов прямоугольной (рис. 194, а), круглой или любой другой формы, отвечающей числу присоединяемых стержней.

Типичный пример узловых соединений второй группы — узел, показанный на рис. 194, б, в котором стержни ориентированы на тело вращения — пустотелую сферическую фасонку. В качестве тела вращения могут также применяться цилиндр, тор, конус или многогранник (см. рис. 210, 211).



Наиболее удобны для сетчатых оболочек и куполов узлы третьей группы, в которых стержни, образующие пучок и пересекающиеся по линии, совпадающей с нормалью, ориентированы по плоскости. Из известных зарубежных решений к этой группе относят узлы систем ИФИ и «Триодетик» (см. рис. 210), а из отечественных — узлы соединения сплюснутых труб на ванной сварке (см. рис. 211) и узлы на основе радиально расходящихся фасонки (рис. 194, д). В узле на рис. 194, д изменение углов в пределах 7° между стержнями в касательной плоскости достигается отгибом лепестка фасонки, которому способствует наличие шейки на каждом лепестке.

Повышение уровня заводской готовности сборных элементов сетчатых куполов привело к созданию панельных конструкций треугольной, ромбовидной или шестиугольной формы, окаймленных по периметру жесткими ребрами. За счет малой жесткости на кручение стенок окаймляющих ребер панели плотно скрепляются между собой болтами по длине грани, поворачиваясь один к другому под определенным углом. Узловое соединение выполняют на болтах при помощи радиально расходящихся узловых фасонки.

Пример такого решения — разработанная ЦНИИ-проектстальконструкцией уникальная сетчатая оболочка диаметром по экватору 236,5 м, близкая по форме к сплюснутому эллипсоиду вращения. Она возводится в настоящее время (рис. 195).

Глава 12. ПЕРЕКРЕСТНО-СТЕРЖНЕВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

12.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ. ПРИНЦИПЫ ПОСТРОЕНИЯ

Перекрестно-стержневыми называются пространственные конструкции покрытия, состоящие из связанных между собой в узлах пересечения балок или ферм, работающих на изгиб в двух или более направлениях. В зависимости от формы и характера соединения этих элементов перекрестно-стержневые конструкции можно разделить на перекрестные балки или фермы, перекрестно-стержневые плиты, пластинчато-стержневые системы.

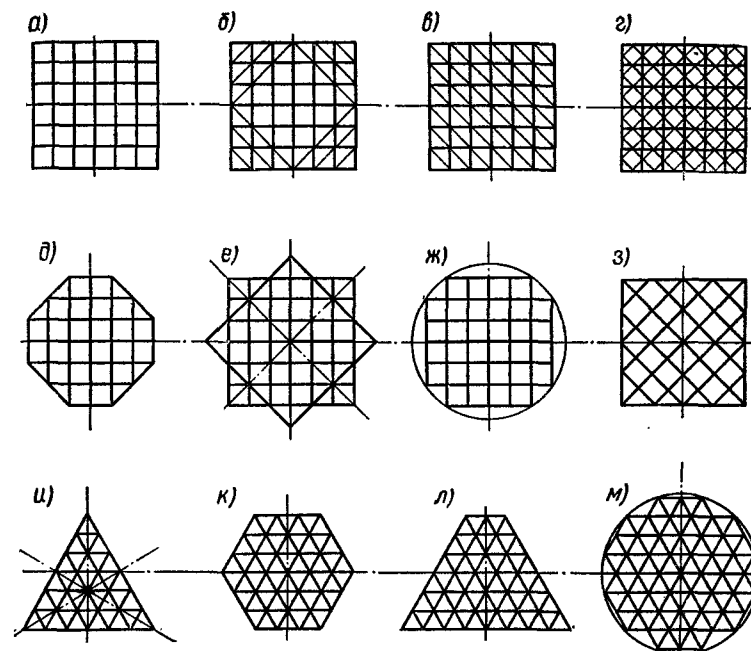


Рис. 196. Основные схемы покрытий (а—м) из вертикальных перекрестных балок и ферм

Перекрестные балки или фермы состоят из вертикальных пересекающихся в двух или трех направлениях ребер (балок или ферм) (рис. 196).

В зависимости от расположения ребер по отношению к сторонам перекрываемого плана различают ортогональные (рис. 196, а—ж); диагональные (рис. 196, з) и треугольные (рис. 196, и—м) системы.

Ортогональные и диагональные системы не воспринимают крутящих моментов, ввиду малой крутильной жесткости плоских ребер, поэтому они более металлоемки, чем треугольные. Крутильную жесткость в ортогональных и диагональных системах повышают постановкой диагональных стержней в поясных сетках только в угловых зонах (рис. 196, б), где действуют максимальные сдвигающие силы, или по всему плану конструкции (рис. 196, в, г).

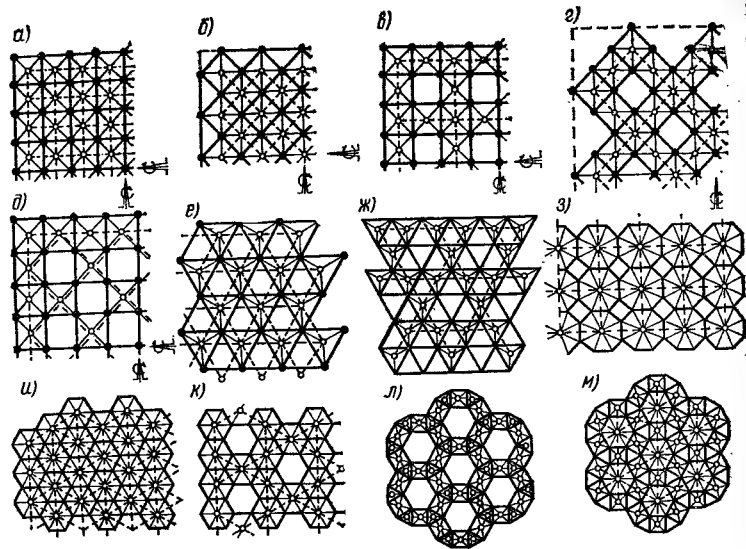


Рис. 197. Схемы перекрестно-стержневых конструкций из правильных и полуправильных многогранников (а—м)

Перекрестно-стержневые плиты представляют собой конструкции, состоящие из многократно повторяющихся элементарных ячеек (пирамид, призм и т. д.), построенные которых основано на законах кристаллографии (рис. 197). Такие конструкции называют регулярными системами (рис. 197, а, б). При нарушении геометрической структуры, например наличии отдельных пропущенных стержней в зонах конструкции с зенитными фонарями, системы становятся нерегулярными, а при организованной нерегулярности — дифференцированными (рис. 197, в—ж, к, л).

В настоящее время в практике строительства наиболее распространены регулярные ортогональные стержневые системы на основе пентаэдров (полукктаэдров) (рис. 197, а) и регулярные на основе равносторонних треугольников-тетраэдров (рис. 197, е).

Перекрестно-стержневые плиты могут иметь одинаковое или различное строение верхней и нижней поясных сеток (рис. 197, в—е), что в значительной степени влияет на изгибающие и крутящие моменты, возникаю-

щие в системе, на ее металлоемкость и трудоемкость изготовления.

Значительный интерес в этом плане представляют малоизученные системы с ортогонально расположенной верхней и диагонально расположенной нижней сетками поясов (рис. 197, д). В них верхние сжатые стержни проектируют короткими, а растянутые нижние — длинными; число узловых соединений, определяющих трудоемкость изготовления, сокращается на 20—25 %. Такими же достоинствами обладают и более сложные сетки в системах, состоящих из пирамид на шестиугольном и восьмиугольном основаниях (рис. 197, к—м).

Большое разнообразие планов, перекрываемых с помощью перекрестно-стержневых плит, может быть достигнуто путем комбинированного решения покрытий из пирамид на квадратном, треугольном и шестиугольном основаниях (рис. 197, л, м). Пластинчато-стержневые (кессонные) системы состоят из тонкостенных алюминиевых пирамид, выполняющих роль среднего слоя в двухпоясных конструкциях, что придает им высокую жесткость. Тонкостенные пирамиды на квадратном или треугольном основании выполняют главным образом из алюминиевых сплавов.

В зависимости от положения пирамиды — вершиной вверх или вниз — усиленные ребра основания кессона работают как верхние или нижние пояса системы, а другой пояс образуют стержневыми элементами, шарнирно закрепленными в вершинах пирамид.

Компоновочные схемы конструкций из тонкостенных пирамид совпадают со схемами перекрестно-стержневых плит. Перекрестно-стержневые конструкции сопротивляются внешним силам, приложенным в любой точке системы и действующим в любом направлении.

Благодаря пространственной работе перекрестно-стержневой конструкции в ней имеется возможность перераспределения усилий между максимально нагруженными и малонагруженными элементами. В результате повышается эксплуатационная надежность и уменьшается чувствительность конструкции к большому сосредоточенным нагрузкам, сейсмическим воздействиям, подвижным нагрузкам и т. д. Кроме того, эти конструкции обладают высокой жесткостью, что в необходимых случаях позволяет подвешивать крановое оборудование грузоподъемностью до 10 т и переставлять опоры в процес-

се эксплуатации здания, а также вдвое снижать строительную высоту конструкции покрытия по сравнению с высотой покрытий по обычным фермам.

В отличие от других типов пространственных конструкций, перекрестно-стержневые обеспечивают простоту устройства плоских малозаносимых снегом, солнцезащитных, водоналивных крыш, а плоская нижняя поверхность с частым шагом узлов облегчает устройство легких подвесных потолков и трансформирующихся стен и перегородок.

Перекрестно-стержневые плиты, состоящие из мелко-размерных унифицированных стержневых и узловых элементов полной заводской готовности, создают возможность взаимозаменяемости элементов в различных конструктивных формах, которая способствует организации их массового поточного изготовления на высокопроизводительных поточно-механизированных линиях непосредственно на склад завода-изготовителя с последующей комплектацией по заявке заказчика. Благодаря малому размеру и небольшой массе отправочных марок конструкций их компактно транспортируют любым видом транспорта, легко собирают вручную на земле в крупные блоки и монтируют на рабочую отметку с помощью легких самоходных кранов, лебедок или блоков.

Перекрестно-стержневые конструкции обладают прекрасными архитектурно-эстетическими свойствами, позволяющими их применять без подвесного потолка не только в промышленных, но и в зданиях общественного назначения. Известны следующие области рационального применения таких конструкций: в промышленном строительстве — одноэтажные отдельно стоящие и блокированные производственные здания универсального назначения, ангары; в гражданском строительстве — крупные спортивные залы, выставочные павильоны, крытые рынки, покрытия театров и киотеатров, станции технического обслуживания, гаражи-стоянки; в сельскохозяйственном строительстве — механические мастерские по ремонту сельскохозяйственной техники, крытые стоянки и тока, общественные сооружения.

Во всех случаях для заполнения каркасов перекрестно-стержневых конструкций экономически оправдано использование облегченных настилов в виде профилированного стального листа по дополнительным легким прогонам, или в виде каркасных щитов с обшивкой из

древесно - стружечных плит, плоского асбестоцементного листа, фанеры и т. п.

Оптимальная высота перекрестно - стержневых конструкций зависит от ряда факторов: однотипности элементов, характера опирания покрытия и нагрузок, наличия подвесного транспорта и навесного ограждения, разрежения конструкции. При контурном опирании строительная высота может быть принята $1/15$ — $1/25$ пролета, а при внутриконтурном с консолями или при неразрезном многопролетном варианте — $1/15$ — $1/40$ пролета.

Оптимальная высота конструкции в значительной степени зависит от характера опорной зоны и количества опор. Так, при опирании на четыре точки даже при наличии развитых опорных капителей оптимальная высота из условия деформативности конструкции находится в пределах $1/12$ — $1/18$ пролета. Оптимальный наклон раскосов исходя из минимального расхода металла и равенства длин всех стержней составляет 45 — 60° .

Из условия оптимизации для стержневых элементов принимают основной модульный размер (размер поясной сетки в осях узлов) 3 м и дополнительные размеры 1,5, 2 и 4,5 м, что соответствует модульной системе, принятой в стране, и способствует широкому формообразованию пространственных конструкций. Наибольшее применение в практике отечественного строительства и зарубежом получили перекрестно-стержневые конструкции,

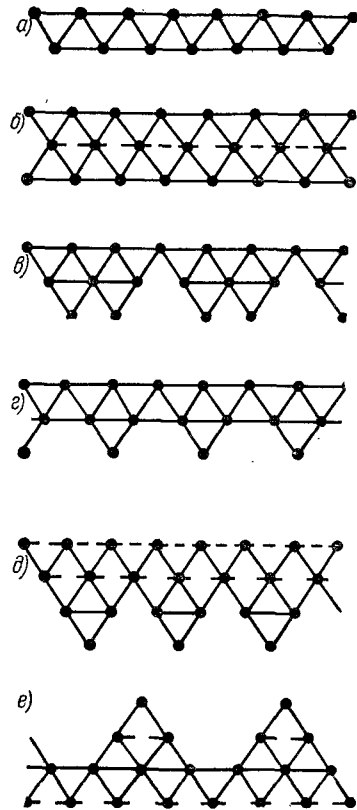


Рис. 198. Варианты поперечных сечений перекрестно-стержневых конструкций (а—е)

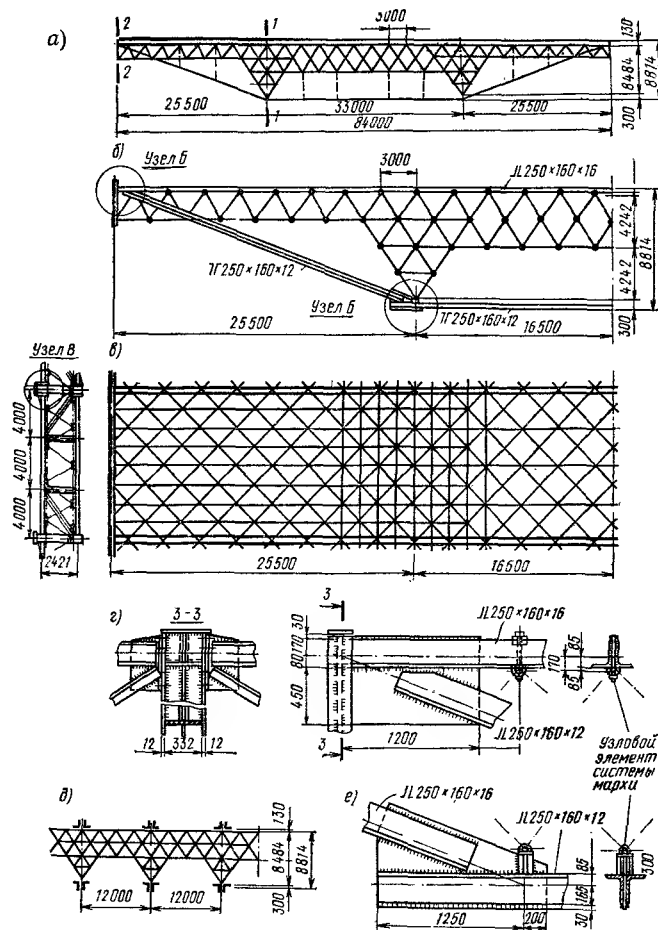


Рис. 199. Пример комбинированной перекрестно-стержневой пространственной конструкции (а—е), разработанной МАрХИ, со шпренгельным подкреплением

монтируемые из отдельных стержней и узловых элементов, поставляемых «россыпью» на строительную площадку. Для таких конструкций характерно равенство длин всех стержней поясов и решетки, которое достигается: для систем на основе пентаэдров $h=0,707a$; то же, на основе тетраэдров $h=0,816a$, где h — высота конструкции в осях поясов; a — модульный размер ячейки.

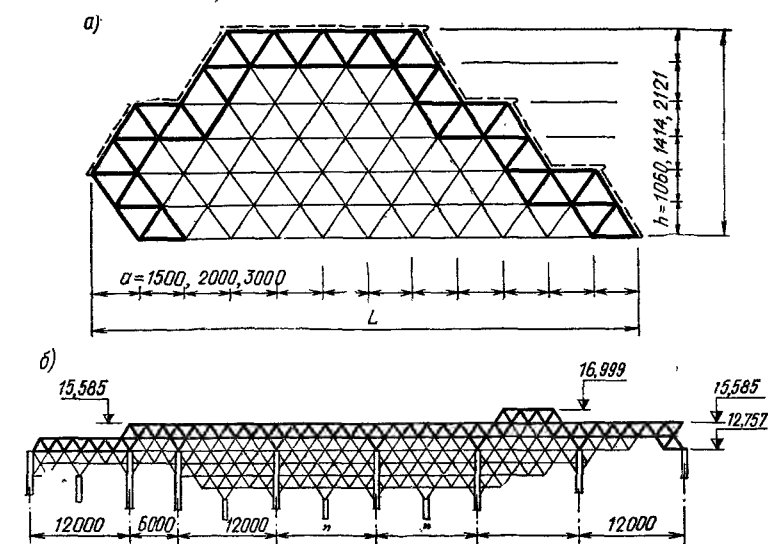


Рис. 200. Приемы (а—б) формообразования вспарушенных перекрестно-стержневых пространственных конструкций произвольной композиции

Перекрестно-стержневыми конструкциями можно покрывать пролеты до 100 м и более, причем двухъярусные (однослойные) системы (рис. 198, а) предусматривают при пролетах до 60 м. При увеличении пролета до 100 м, из условия сохранения унифицированных элементов, целесообразно переходить на трех- или четырехъярусную (двух-или трехслойную) несущую конструкцию (рис. 198, б—е). Дальнейшее увеличение пролета достигается проектированием комбинированных конструкций в виде решетчатой плиты, подкрепленной выносным шпренгелем, выполняемым из прокатных профилей или высокопрочных канатов. Пример такой конструкции, разработанной МАрХИ, показан на рис. 199.

Перекрестно-стержневые конструкции обладают возможностью создавать разнообразные композиционные решения не только покрытий, но и зданий в целом. Пространственная шатровая форма каркаса в виде куба, четырех- или трехгранной пирамиды и др. достигается высечкой из объемной фигуры, сплошь заполненной образующими пирамидами или призмами, необходимого объема (рис. 200, а, б) или путем комбинации нужного объема здания из отдельных плоских плит, связанных одна с другой по линиям сопряжения.

12.2. ОПОРАНИЯ ПЕРЕКРЕСТНО-СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Важная особенность таких конструкций — возможность опирания их в любых точках пересечения ребер, расположенных как по контуру системы, так и внутри контура с образованием консольных свесов (рис. 201).

Расположение колонн в плане и расстояния между ними назначают в зависимости от конфигурации пространственного каркаса покрытия в плане и функционального назначения здания. При этом руководствуются следующими принципами: выполнения всех функциональных требований здания и сооружения; получения экономичного решения конструкции по расходу материалов и трудоемкости; соблюдения требований экономичного монтажа. Наибольший эффект от применения таких конструкций получают при квадратной (1:1) или близкой к квадратной (1:1,2) сетке колонн, обеспечивающих равнонапряженность пространственной системы в двух направлениях.

Контурное расположение опор (рис. 201, а) рационально в зданиях зального типа для получения значительного свободного от опор пространства. Перемещением опор на контуре можно регулировать напряженное состояние всей конструкции. Целесообразен вариант без угловых опор (рис. 201 а, поз. 2), так как в этом случае угловые консоли разгружают не только опорную линию, но и основное поле конструкции.

С точки зрения свободной планировки опирание конструкции на четыре точки по углам ячейки является идеальным (рис. 201, а, поз. 3). Однако по расходу материала такое опирание неоправдано, так как контурные ребра испытывают большие усилия. Такое опирание без дополнительного усиления можно допустить при сравнительно небольших сетках колонн (до 12—18 м).

При больших сетках опоры размещают внутри контура конструкции с образованием консольных свесов, благодаря разгружающему влиянию которых удастся значительно перераспределить усилия в элементах, выравнявая их в пролете, между опорами и над опорами.

Минимальный расход металла в отдельно стоящих секциях может быть получен применением вариантов с внутриконтурным расположением опор и с образованием по периметру конструкции консольных свесов с выле-

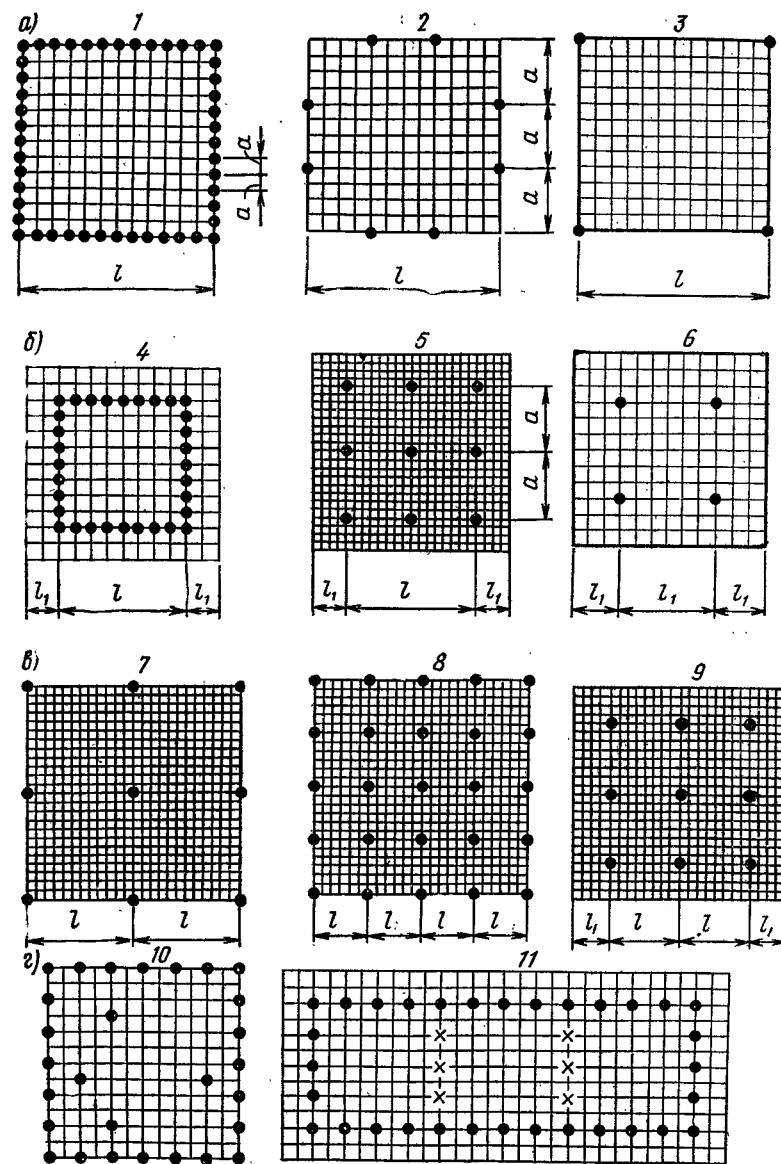


Рис. 201. Варианты (1—11) опирания перекрестно-стержневых пространственных конструкций

а — контурное; б — внутриконтурное; в — комбинированное; г — свободное

том консолей $l_1 \frac{1}{3} - \frac{1}{4}$ основного пролета l (рис. 201, б). Для неразрезных пространственных конструкций целесообразно регулярное расположение опор по сетке 18×18 , 24×24 м (рис. 201, в), а при большей сетке колонн с образованием консольного вылета — по периметру l_1 , составляющего $\frac{1}{4} - \frac{1}{5}$ основного пролета l (рис. 201, в, поз. 9).

При перекрытии вытянутых планов с соотношением сторон более 1:2 рекомендуется членить конструкцию на участки, близкие к квадрату, и по линии стыка устанавливать опоры или подстропильные конструкции (рис. 201, г, поз. 11). В качестве подстропильных конструкций могут быть использованы балки, фермы или рамы, арочные конструкции с надстройками, ванты.

Подстропильные конструкции в зависимости от их типа, назначения здания и других факторов располагают по отношению к пространственной конструкции в одном уровне с ней, сверху или снизу (рис. 202 а—д). С точки зрения чистоты потолка и уменьшения отапливаемого объема здания наиболее целесообразно расположение пространственной конструкции заподлицо с нижним поясом подстропильной. В перекрестно-стержневых конструкциях такую ферму выполняют в виде трапецевидной или треугольной надстройки из модульных стержней и используют, как правило, в качестве фонаря (рис. 202, е, ж).

Широко применяют варианты комбинирования пространственной перекрестной конструкции с вантами, в результате образуется подвесная конструкция (рис. 203). Увеличенную сетку колонн можно получить при подвеске конструкции в отдельных точках (рис. 203, а—в) или путем ее подвески к висячей ванте (рис. 203, г—е). В первых трех схемах угол наклона вант к горизонтали должен быть не менее 30° .

Наименьшую длину тросов получают при расположении их по ортогональным осям прямоугольника. При диагональном расположении несущих тросов повышается расход материала на тросы за счет увеличения их длины, однако конструкция становится легче и экономичнее. Такое решение также наиболее благоприятно и при подвеске к перекрытию транспортного оборудования.

Одноэтажные каркасы с пространственными перекрестными конструкциями проектируют в виде отдельных

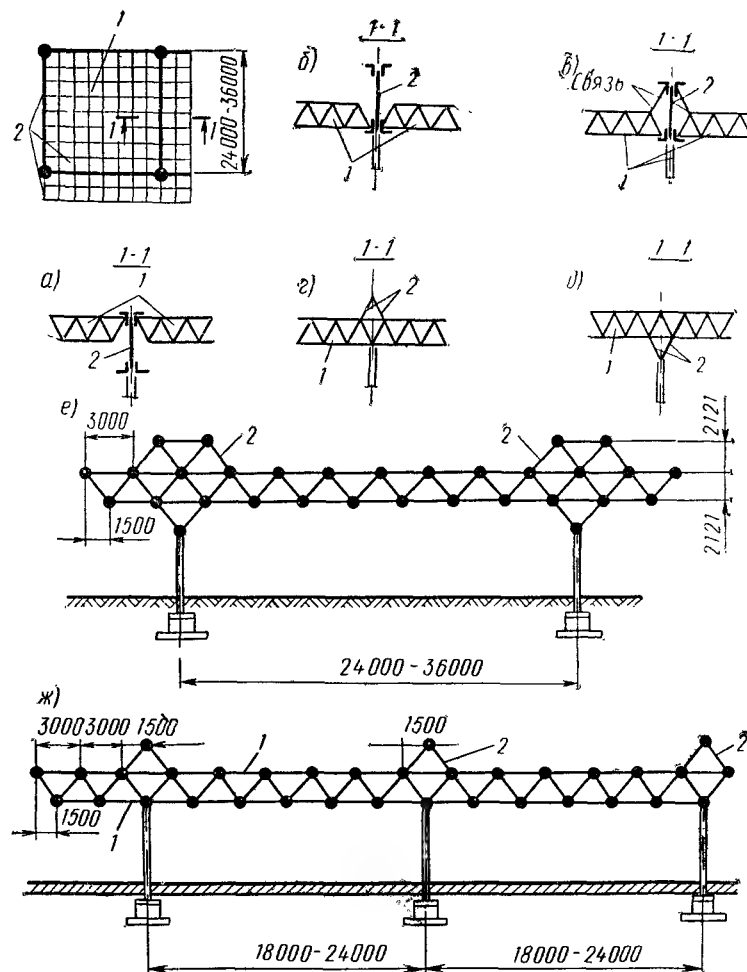


Рис. 202. Варианты опирания (а—ж) перекрестно-стержневой пространственной конструкции (1) на подстропильные фермы (2)

секций размером до 54×54 м или комбинаций из них, как правило, по обычной схеме — с опорными колоннами, защемленными в фундаментах и шарнирно сопряженными с пространственной решеткой конструкции покрытия.

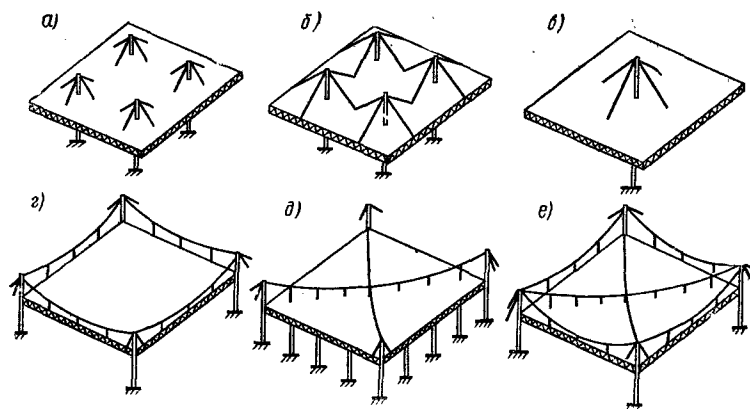


Рис. 203. Комбинированные перекрестно-стержневые конструкции с вантами (а—е)

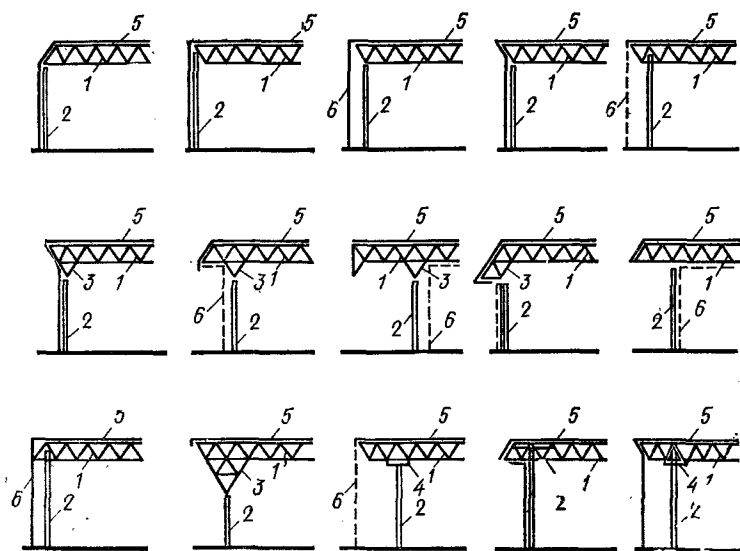


Рис. 204. Схемы устройства кровли и стеновых ограждений в зависимости от типа опоры и ее расположения под конструкцией

1 — перекрестно-стержневая конструкция; 2 — колонна; 3 — выступающая опорная капитель; 4 — встроенная опорная капитель; 5 — кровельное ограждение; 6 — стеновое ограждение

Конструкция может опираться непосредственно на узлы нижнего или верхнего пояса, выступающие опорные капители в виде стержневых пирамид или специальные опорные капители в виде крестовин (рис. 204). Опорные узловые элементы крепят к оголовку колонны на сварке или на болтах.

В многопролетных неразрезных перекрестных конструкциях покрытий, а также в большепролетных залых сооружений, где по периметру проектируют опорные стойки с шагом 6—12 м, следует устраивать вертикальные связи, которые позволяют предусмотреть шарнирное сопряжение колонн с конструкцией покрытия и фундаментами, дающее дополнительную экономию стали.

12.3. РАСЧЕТ ПЕРЕКРЕСТНО-СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В простейшей системе, состоящей из двух пересекающихся балок, сила F , приложенная в узле пересечения, воспринимается одновременной работой обеих балок. При равенстве пролетов $l_x = l_y$ и равенстве жесткостей $EJ_x = EJ_y$ сила поровну раскладывается на обе балки и каждая испытывает изгибающий момент $M_x = M_y = Fl/8$, что в 2 раза меньше момента в однопролетной разрезной балке тех же пролета и жесткости, равного $M = Fl/4$ (рис. 205, а, б). При одинаковых пролетах, но при разных жесткостях балок $EJ_x > EJ_y$, балка с большей жесткостью воспринимает большую часть момента, так как балка с меньшей жесткостью следует за деформацией другой балки (рис. 205, в). Такой же эффект получается в случае, если жесткости балок одинаковы, но одна балка короче другой.

Рассматривая более сложную конструкцию — из четырех ферм (рис. 206) с одинаковыми жесткостями, нагруженную в узлах пересечения силами F , — можно констатировать, что наиболее нагруженными будут фермы 2, (рис. 206, а) так как они расположены ближе к опорным узлам фермы 3. В узле пересечения ферм 1 и 3 возникает только вертикальное перемещение, а в узлах пересечения ферм 2 и 3 кроме вертикального перемещения возникает угловое перемещение фермы 2 из ее плоскости (кручение). Если бы ферма 2 обладала крутильной жесткостью, то она оказывала бы сопротивление изгибу фермы 3, и вся конструкция имела бы меньший прогиб

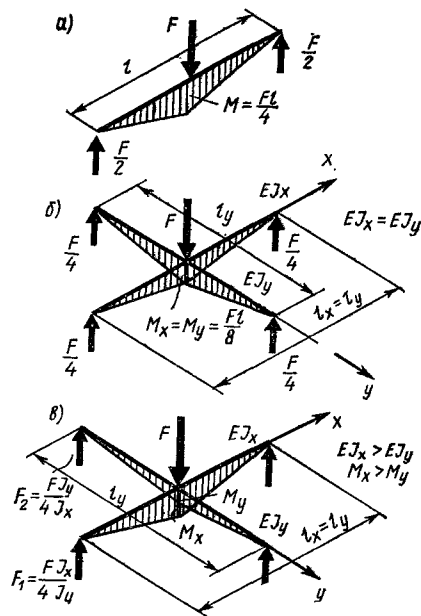


Рис. 205. К работе перекрестных балок (а—в) на сосредоточенную силу

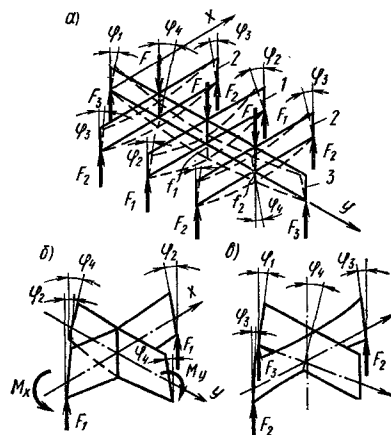


Рис. 206. К работе перекрестных ферм (1—3) на кручение (а—в)

и меньшие усилия в ребрах. Таким образом, работа перекрестной конструкции зависит от ее геометрической схемы, жесткости ребер или отдельных стержневых элементов, их взаимного расположения, характера опирания и приложения нагрузки.

В зависимости от способности ребер конструкции воспринимать крутящие моменты такие конструкции по условиям статической работы разделяют на две группы. К первой группе относят конструкции с геометрически изменяемыми поясными сетками, неработающие на кручение (ортогональные системы без диагоналей). Ко второй группе относят конструкции с геометрически неизменяемыми поясными сетками, работающие на кручение (треугольные и шестиугольные конструкции ортогональные с диагоналями и с включением в работу поясов жесткого диска покрытия). Конструкции первого типа работают как перекрестные балки (фермы), а второго — как изотропные плиты.

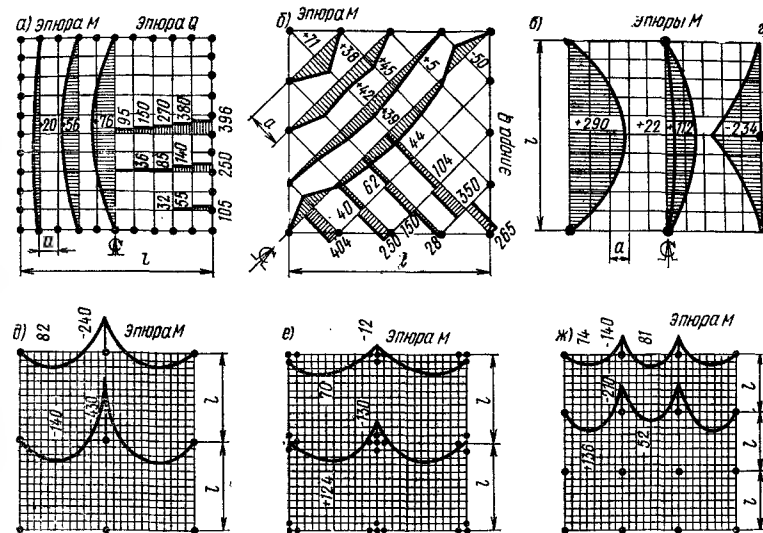


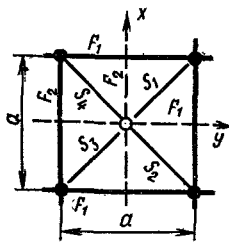
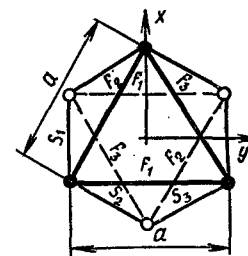
Рис. 207. Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил в квадратных в плане перекрестно-стержневых системах при различных вариантах опирания (а—е) от равномерно распределенной нагрузки (цифры обозначают множители в $ql^2 \cdot 10^{-3}$ для моментов и к $ql \cdot 10^{-3}$ для поперечных сил)

В расчетно-теоретическом плане перекрестно-стержневые конструкции представляют собой многократно внешне и внутренне статически неопределимые системы, поэтому их расчет ведут с учетом конструктивных и жесткостных особенностей опор, в том числе несущих оснований сооружений и каркасов технологического оборудования, если последние служат дополнительными опорами перекрестных конструкций. Точный расчет таких конструкций как дискретной шарнирно-стержневой системы возможен с применением ЭВМ по специальным программам.

На стадии технического проекта часто используют приближенные методы расчета перекрестных конструкций, основанные на представлении действительной расчетной схемы конструкции в виде ортотропной или изотропной плиты с упругими характеристиками, эквивалентными характеристикам дискретной системы. Такая замена позволяет получать результаты расчета с точностью 5—20 % при соблюдении соотношения $h/l \leq 1/15$ и в зависимости от учета работы плиты на сдвиг.

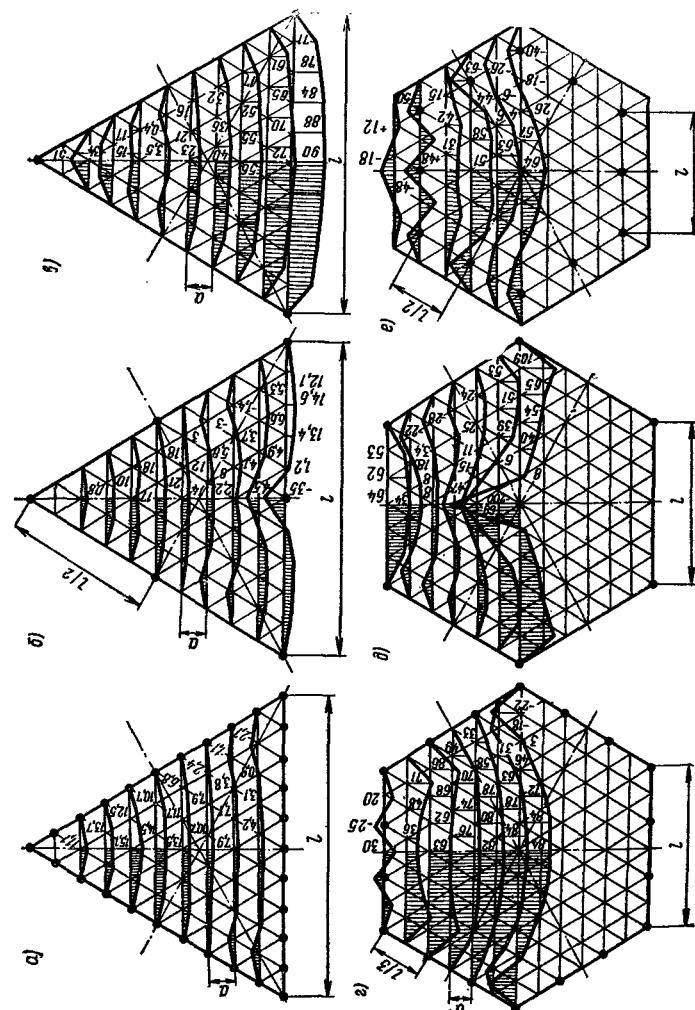
Приближенным методом расчета перекрестно-стерж-

ТАБЛИЦА 36. УПРУГИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ И УСИЛИЯ
В ЭЛЕМЕНТАХ ПЕРЕКРЕСТНО-СТЕРЖНЕВОЙ КОНСТРУКЦИИ

Упругие характеристики	Конструктивная схема	
	с ортогональной сеткой	с треугольной сеткой
		
Цилиндрическая жесткость $D = EA_{sup} a \times \times \operatorname{tg}^2 \alpha \cdot k_1$	$k_1 = 1/2(1 + n)$	$k_1 = \sqrt{3}/4(1 + n)$
Жесткость на кручение $D_{xy} = EA_{sup} a \times \times \operatorname{tg}^2 \alpha \cdot k_2$	$k_2 = 0$	$k_2 = 1/4 \sqrt{3}(1 + n)$
Коэффициент Пуассона ν	0	1/3
η	0	1
Усилия в поясах F	$F_1 = \pm 2aM_y/h;$ $F_2 = \pm 2aM_x/h$	$F_1 = a(\mp \sqrt{3}M_y/2 \pm M_x/2 \sqrt{3})/h;$ $F_2 = a(\mp M_x/\sqrt{3} \mp M_{xy})/h;$ $F_3 = a(\mp M_x/\sqrt{3} \pm M_{xy})/h$
Усилия в раскосах, S	$S_1 = -a^2(Q_x - Q_y)/2h;$ $S_{2,4} = -a^2(Q_x + Q_y)/h;$ $S_2 = a^2(Q_x + Q_y)/h$	$S_1 = -a^2 Q_x/h;$ $S_2 = a^2(Q_x - \sqrt{3}Q_y)/h;$ $S_3 = a^2(Q_x + \sqrt{3}Q_y)/h$

Условные обозначения: — верхняя сетка; --- нижняя сетка; — раскосы; площади соответственно верхнего и нижнего поясов A_{sup} , A_{inf} ; $n = A_{sup}/A_{inf}$; угол наклона раскосов к горизонтальной плоскости — α .

Рис. 208. Эпюры изгибающих моментов в треугольных и шестиугольных в плане системах при различных вариантах опирания ($a-e$) от равномерно распределенной нагрузки (цифры обозначают множители к $q l^2 \cdot 10^{-3}$)



невых конструкций на основе классической теории изгиба плит определяют расчетные моменты M_x , M_y , M_{xy} , поперечные силы Q_x и Q_y по таблицам для изотропных плит или перекрестных балок; прогибы характерных точек конструкции от действия нормативных нагрузок; усилия в стержнях с помощью формул перехода от усилия в плите к усилиям в стержневой конструкции (табл. 36).

Эпюры моментов и поперечных сил в наиболее распространенных квадратных в плане перекрестно-стержневых конструкциях, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, представлены на рис. 207*. Эпюры моментов для конструкций треугольного и шестиугольного очертания в плане при различных вариантах расположения опор представлены на рис. 208. Множители к ординатам эпюр моментов и поперечных сил принимают равными соответственно $ql^2 10^{-3}$ и $ql 10^{-3}$, где $q = (g + v + s)a$ — линейная равномерно распределенная нагрузка на ребро.

12.4. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ И УЗЛОВ

Эффективность перекрестно-стержневых конструкций в большой степени зависит от решения узлового соединения, так как в узлах приходится сопрягать под разными углами от 8 до 18 стержней. В простейших системах (состоящих из пересекающихся в вертикальной плоскости балок или решетчатых ферм), сопряжение, как правило, предусматривается для сокращения высоты конструкции в одном уровне.

При пересечении балок балки одного направления пропускаются насквозь, а другого — проектируют в виде коротких вкладышей, при этом стыки перекрывают горизонтальными листовыми фасонками, прикрепляемыми монтажными болтами и рабочими сварными швами к поясам балок обоих направлений (рис. 209, а).

При пересечении ферм в узле предусматривают крестовую фасонку, элементы поясов с целью унификации разрезают в узлах, а стык перекрывают аналогичной горизонтальной листовой фасонкой (рис. 209, б). В слу-

* Файбишенко В. К. Экспериментальные исследования квадратных в плане перекрестных систем при различных вариантах опирания. — В кн.: Строительная механика, расчет и конструирование сооружений. Тр., вып. 1. М., 1969, (МАрХИ).

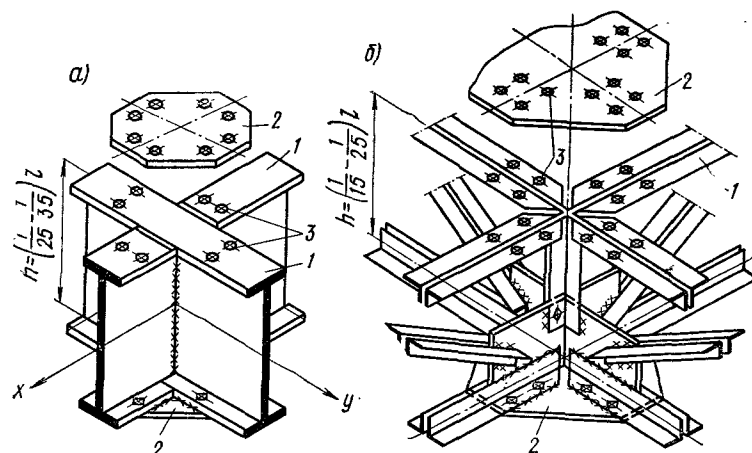


Рис. 209. Узлы сопряжения

а — перекрестных балок; б — то же, ферм; 1 — верхний пояс; 2 — стыковая накладка; 3 — отверстия под болты

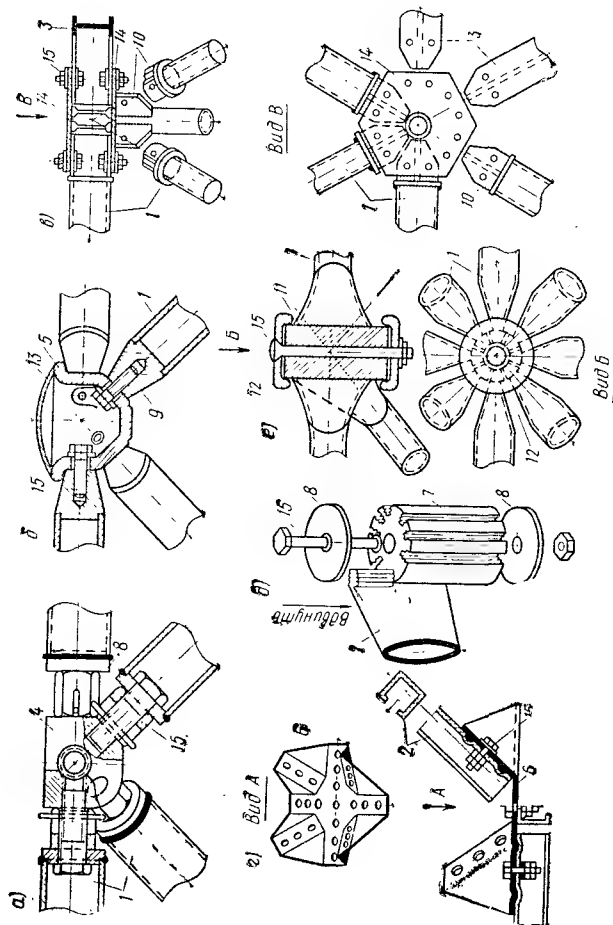
чае использования перекрестных ферм на прямоугольном плане фермы короткого направления по условиям прочности выполняют большей высоты, а фермы длинного — меньшей. Такой прием позволяет пропускать фермы длинного направления между поясами ферм короткого направления, облегчая тем самым монтаж и упрощая узлы пересечения ферм.

По способу соединения стержней различают разъемные (на осевых или срезных болтах, с перфорированными, клиновидными и другими захватами); неразъемные (сварные). В мировой практике широко применяются конструкции с разъемными соединениями (рис. 210) благодаря простоте их сборки на строительной площадке и высоким технико-экономическим показателям. Среди этих решений наиболее распространены системы «Меро» (ФРГ), а в стране — система МАрХИ, являющаяся усовершенствованной модификацией немецкой системы (рис. 210, а).

Эти решения представляют собой одноболтовое соединение, состоящее из многогранного полусферического или сферического узлового элемента с резьбовыми отверстиями, ориентированными по направлению сходящихся стержней. Трубчатые стержни снабжены наконеч-

Рис. 210. Узлы полносборных перекрестно-стержневых систем, собираемых из отдельных элементов на осевых и срезах болтах и с клиновидными захватами

а — Мархи (СССР); б — «Кокиль» (Франция); в — «Тридемастик» (Франция); г — «Юнистрат» (США); д — «Тридемастик» (Канада); е — ИФИ (ДР); 1 — трубчатые стержни; 2 — то же, из открытых профилей; 3 — то же, двутавровые; 4 — полусферический узловой элемент; 5 — литая полушаровая фасонка; 6 — то же, штампованная листовая; 7 — прессованный узловой элемент; 8 — плоская шайба; 9 — литой конус; 10 — рожковый наконечник; 11 — клин; 12 — тарельчатая шайба; 13 — сферическая крышка; 14 — плоская узловая пластина; 15 — стяжной болт



никами, состоящими из цилиндрического вкладыша, приваренного к трубе, через осевое отверстие которого пропущен высокопрочный болт с втулкой, фиксируемой штифтом. Рабочее состояние соединения достигается ввинчиванием болта в узловой элемент с помощью вращения втулки до плотного касания торцевых поверхностей втулки с контактными поверхностями узлового элемента и вкладыша и плотного касания головки болта с контактной поверхностью вкладыша.

Усилие растяжения в соединении передается высокопрочным болтом, проектируемым по классу прочности 10,9 или 12,9. Рекомендуемые диаметры болтов: 20, 22, 30, 36, 42 и 48 мм. Усилие сжатия передается втулкой, которую как узловой элемент проектируют из конструкционных сталей с пределом текучести не менее 36 МПа. Опорный размер узлового элемента из условия присоединения стержней должен назначаться ориентировочно не менее $4,5d$ высокопрочного болта.

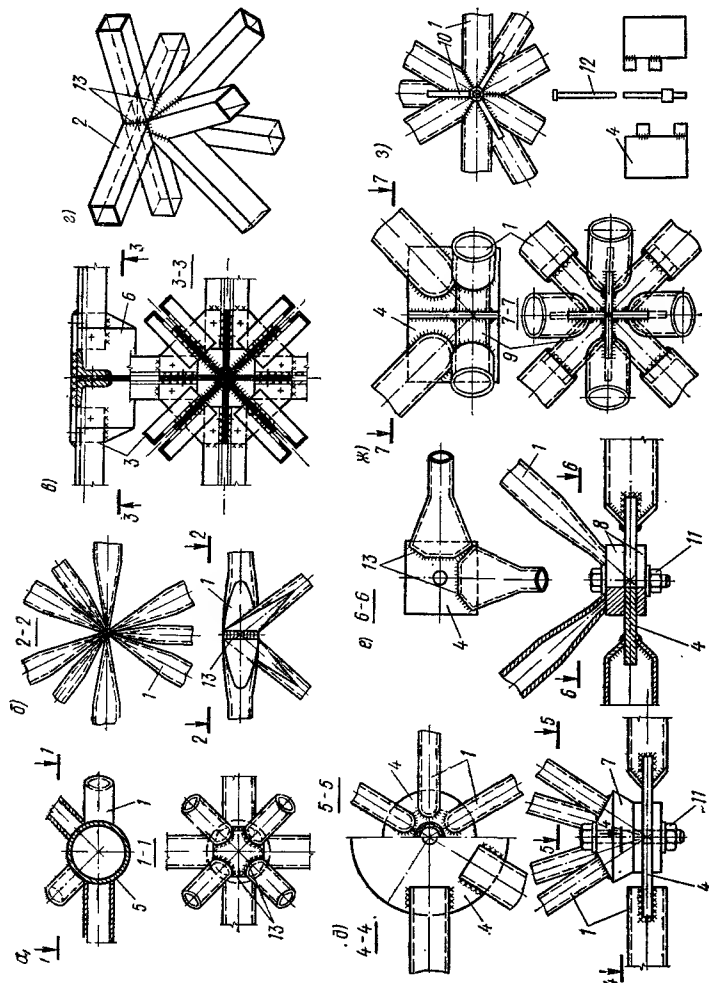
Узловое соединение системы «Кокиль» (рис. 210, б) имеет упрощенный принцип сопряжения болта со стержневым элементом, однако большая толщина чашеобразной фасонки, требующаяся для устойчивости, значительно повышает металлоемкость узла. Интересно с точки зрения использования различных профилей узловое соединение системы «Тридемастик» (рис. 210, в), несущая способность которого может регулироваться толщиной узловых фасонки и числом срезов болтов.

В США широко используется узел системы «Юнистрат» (рис. 210, г), в котором узловая фасонка толщиной 4—8 мм выполнена штамповкой, и к ней на болтах прикреплены гнутые открытые профили. Это решение имеет сравнительно низкую несущую способность и ограничивает размеры пролетов 18—24 м. Такие же недостатки имеют узел системы «Тридемастик» и узел системы ИФИ (рис. 210, д, е).

Достоинство сварных соединений заключается в их способности воспринимать значительно большие усилия, чем в болтовых соединениях, поэтому их целесообразно применять при больших пролетах и нагрузках. Таким соединением, выполненным на сварке, является узел системы «Октаплатт» (рис. 211, а). К пустотелому шару, свариваемому из двух штампованных полушарий с дисковой прокладкой, торцами приваривают трубчатые стержни. Наружный диаметр пустотелого шара принимают рав-

Рис. 211. Узлы полносборных перекрестно-стержневых систем на монтажных сварке (а—г), собираемых из объемных пирамид и пирам полнот заводской готовности (д—з)

а — «Октаплатт» (ФРГ); б — ЦНИИСК (СССР); в — на сварных листовых косынах; г — бесфасонная из прямоугольных труб; д — «Пирамтек» (Франция); ж — 3 — МАРХИ (СССР); 1 — трубчатый стержень; 2 — стержень из прямоугольной трубы; 3 — тоже, из уголков; 4 — листовая фасонка; 5 — пустотелая шаровая фасонка; 6 — листовая крестовая фасонка; 7 — штампованная фасонка в виде усеченного конуса; 8 — квадратная узловая пластина; 9 — звездчатая фасонка из круглых труб; 10 — узловая фасонка с петлевыми шарнирами; 11 — стальной болт с шайбой и гайкой; 12 — монтажная шпилька; 13 — сварка



ным $2 d_{max}$ стержневых элементов, подходящих к данному узлу, а толщину сферы $1/25-1/30$ диаметра шара.

В нашей стране разработан узел системы ЦНИИСК на ванной сварке (рис. 211, б). Сплюснутые концы труб, обрезанные под определенными углами, в узле сопряжения заливают расплавленным металлом. Достоинство этого узла — отсутствие узловых фасонки и, следовательно, минимальный расход металла. Для стержней из спаренных уголков в узлах используют крестовые фасонки, сваренные из плоских листов (рис. 211, в), а для прямоугольных труб — решение без фасонки (рис. 211, г). Общий недостаток полносборных перекрестно-стержневых конструкций, собираемых на сварке, — значительная трудоемкость сборки, сложность контроля качества швов и наличие больших сварочных напряжений.

Такие конструкции можно собирать также из укрупненных монтажных марок в виде пирамид на квадратном, треугольном или шестиугольном планах, заранее изготовленных на заводе.

В большинстве случаев конструкция пирамиды делается комбинированной — элементы основания, служащие поясами, выполняют из одиночных уголков, а решетку — из труб. При стыковке двух пирамид в плоскости основания образуется поясной стержень из двух уголков. Вершины пирамид соединяют трубчатыми стержнями, привариваемыми к горизонтальной узловой фасонке, прикрепленной болтом к узлу вершины пирамиды, как, например, в узлах системы «Пирамтек» (рис. 211, д, е), или к звездчатой фасонке из трубчатых коротышей, как в узле, предложенном МАРХИ (рис. 211, ж).

Если основание пирамиды решается из трубчатых стержней, то соединение стержней в узлах основания может быть выполнено на сварке после сопряжения пирамид с помощью специального устройства в виде петлевых шарниров (рис. 211, з). Решение, разработанное МАРХИ, на ряде объектов хорошо себя зарекомендовало.

Пластинчатые конструкции изготовляют из алюминиевых сплавов, так как в этом случае благодаря коррозионной устойчивости имеется возможность совмещения в одной конструкции несущих и ограждающих функций. Тол-

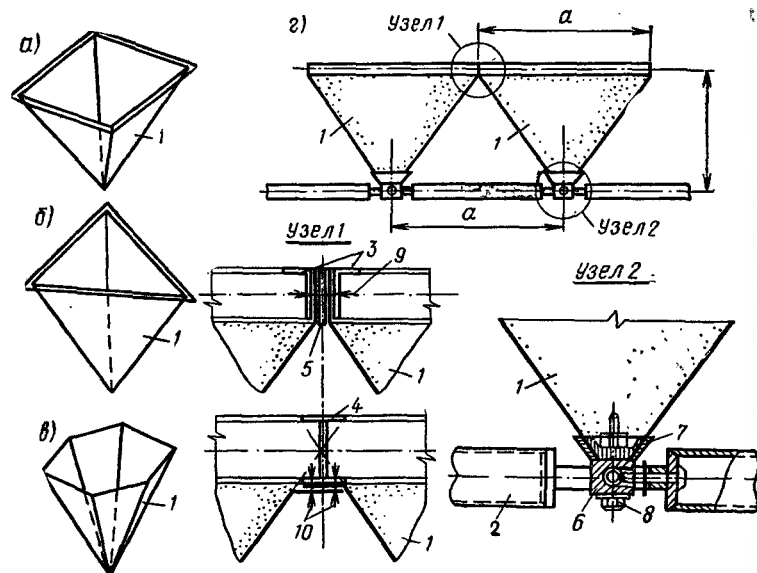


Рис. 212. Конструирование пластинчато-стержневых систем из алюминиевых пирамид

а—в — формы кессонов; г — фрагмент сопряжения двух пирамид; 1 — тонкостенная пирамида; 2 — трубчатый стержень; 3 — поясные уголки; 4 — поясной двутавр; 5 — крестовая прокладка; 6 — конусная розетка; 7 — прижимная шайба; 8 — стяжной болт; 9 — соединительный болт; 10 — заклепки

шину листа, из которого выполняют кесонную пирамиду, принимают $1/300$ — $1/500$ высоты конструкции, но не менее 2 мм. Для сопряжения пирамид между собой у основания отгибают бортики в вертикальной или горизонтальной плоскости, которые заводят между двух рамок из уголков, крепят к полке двутавра или к другому профилю и соединяют с ними алюминиевыми заклепками или болтами, а вершины пирамид соединяют трубчатыми стержнями (рис. 212).

Узловое устройство в вершине тонкостенной пирамиды состоит из трех основных прессованных деталей: узловой фасонки с резьбовыми отверстиями для присоединения стержней и конусной розетки для присоединения граней тонкостенной пирамиды; прижимной шайбы и стяжного болта. Грани пирамиды для повышения их устойчивости могут быть усилены выштамповкой или ребром жесткости в виде уголка.

Глава 13. ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

13.1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ВИСЯЧИХ ПОКРЫТИЙ

Висячими называются покрытия, в которых основные элементы несущей конструкции работают на растяжение. В большинстве висячих покрытий в качестве основного несущего элемента применяют стальной канат — трос (рис. 213, а) свитый из высокопрочной проволоки с временным сопротивлением разрыву 1200—1800 МПа и более. В случае использования канатов-тросов или арматурных стержней систему называют висячей с гибкими вантами. Если ванта выполнена из жестких стержней, например гнутых двутавров или ферм, то такую систему называют висячей с жесткими вантами или изгибно-жесткими элементами.

Висячие покрытия могут быть также в виде металлической или железобетонной предварительно напряженной оболочки. Металлические оболочки из листовой стали и алюминия называются мембранными конструкциями.

Идея применения гибкой нити для покрытий зданий впервые была предложена В. Г. Шуховым, которым в 1896 г. были запроектированы и построены четыре павильона на Всемирной выставке в Нижнем Новгороде рекордных по тому времени размеров — 30×70 ; 50×100 м и диаметром 68 м. Второе рождение висячие конструкции получили в 1953 г. после возведения в США Рэлей-арены — седловидного сетчатого покрытия из тросов размером 92×97 м. С этого времени началось широкое применение висячих конструкций в зданиях и сооружениях различного назначения: спортивных и выставочных сооружениях, крытых рынках и универсальных залах, крупных гаражах, ангарах и эллингах, а также в универсальных зданиях промышленного назначения.

Достоинства висячих конструкций: наиболее полное использование несущей способности высокопрочных сталей, совмещение в одной конструкции несущих и ограждающих функций, благодаря которому дополнительно снижается масса покрытия, сейсмостойкость.

Конструкции с весьма малой массой способны перекрывать пролеты 40—300 м, а в мостовых конструкциях

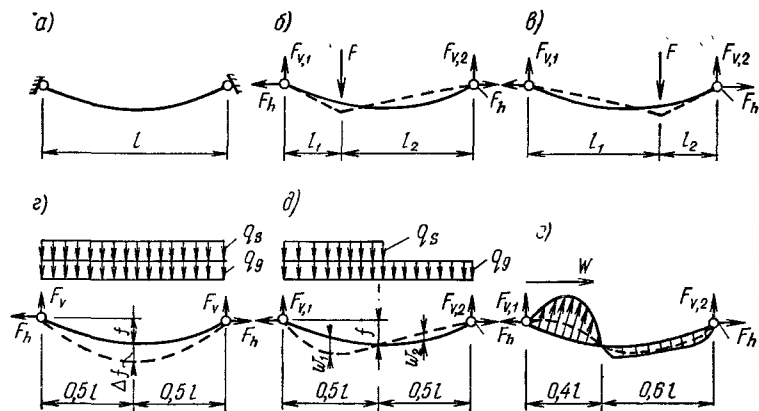


Рис. 213. Работа гибкой нити

а — от собственной массы; б—д — от вертикальной нагрузки; е — от горизонтальной ветровой нагрузки

до 1000 м и более. С увеличением пролета эффективность висячих конструкций увеличивается.

Формообразующие способности висячих покрытий открывают возможности создания самых разнообразных архитектурно-конструктивных композиций зданий и сооружений. Благодаря малому весу висячие конструкции просты в транспортировке и монтаже, удобны и индустриальны в изготовлении.

Висячие системы являются распорными. Для погашения распора применяют мощные опорные конструкции в виде изогнутых колонн и пилонов (рис. 214, а, б), рам и конструкций трибун (рис. 214, в, г), оттяжек (рис. 214, д, е), а также замкнутых опорных контуров (рис. 215, м, н, ф, х), которые воспринимают большие усилия и требуют значительного расхода материала. Все эти устройства усложняют и удорожают висячие конструкции и в значительной мере снижают эффект от их применения.

К недостаткам висячих покрытий относят также их повышенную деформативность, являющуюся следствием пониженного модуля упругости высокопрочной стали $E \approx (1,5—1,8) 10^4 \text{ кН/см}^2$ по сравнению с прокатной сталью, и кинематическую изменяемость системы от действия неравномерных нагрузок (рис. 213, б—е). Для уменьшения кинематических перемещений в висячих

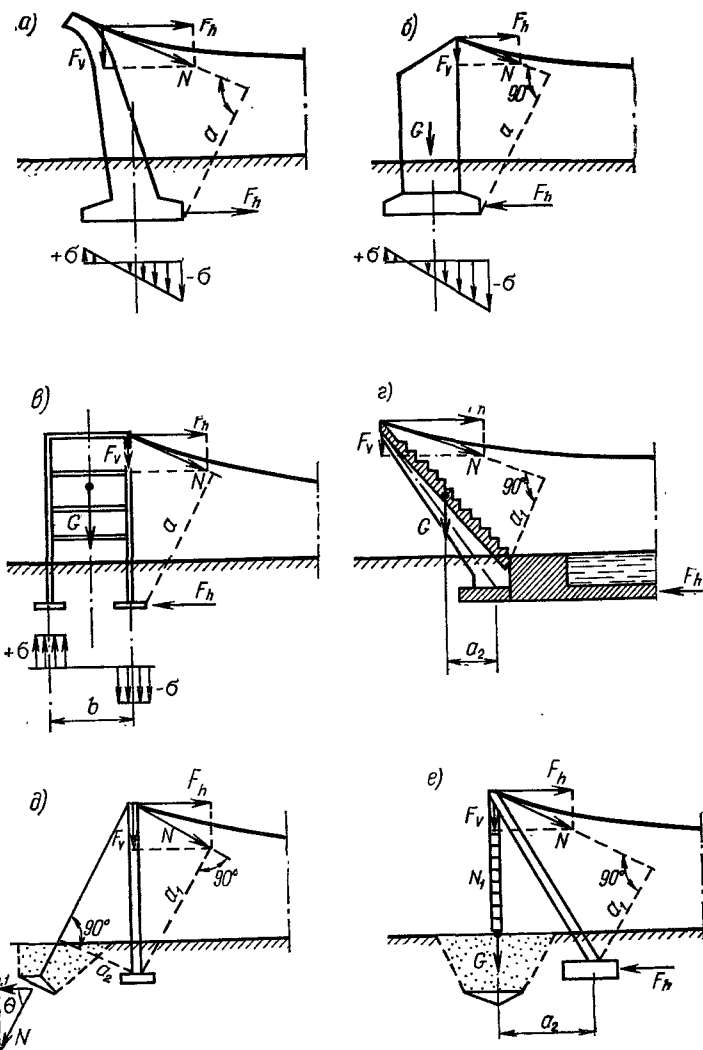


Рис. 214. Виды опорных конструкций (а—е)

системах проектируют стабилизирующие устройства: при грузом более 1 кН/м^2 (рис. 215, а, б); предварительное напряжение несущего троса (вогнутого) стабилизирующим (выпуклым) с помощью распорок

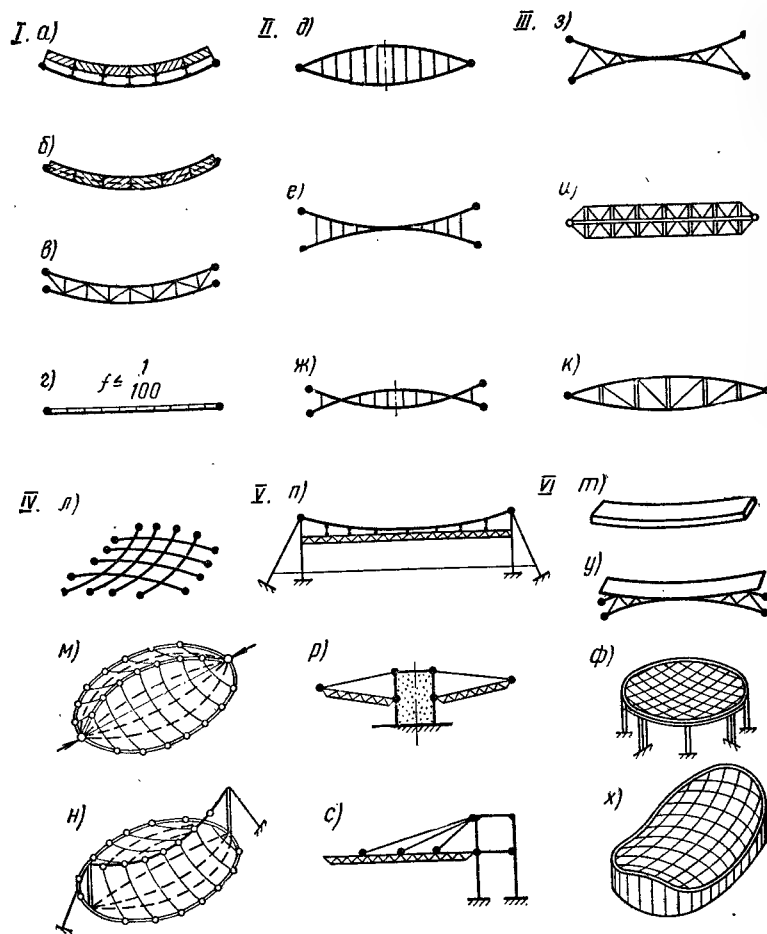


Рис. 215. Висячие покрытия

I — однопоясные системы с гибкими или жесткими нитями; II — двухпоясные висячие системы; III — вантовые фермы; IV — седловидные сетки; V — комбинированные системы; VI — мембранные оболочки; а — пригруженная; б — висячая оболочка; в — изгибно-жесткая; г — струнная; д — выпуклая; е — вогнутая; ж — выпукло-вогнутая; з — тросовая; и — тросовая с продольным распором; к — тросовая с поперечными жесткими распорками; л — сетка с несущей аркой; м — сетка с тросом-подбором; н — однопролетная; п — двухконсольная; р — одноконсольная; т — пригруженная; у — напряженная тросовой фермой; ф — висячая; х — седловидная

(рис. 215, д), затяжек (рис. 215, е, з, у) или их комбинаций (рис. 215, ж) а также их взаимного напряжения в сетках (рис. 215, л—н, х); введение в систему жестких

элементов (рис. 215, в, и, п—с). При проектировании висячих покрытий обращают внимание на отвод воды с покрытия и герметизацию кровли.

В зависимости от конструктивных форм, вида основного несущего элемента, способа стабилизации покрытия и других признаков висячие покрытия можно разделить на шесть групп (рис. 215). В свою очередь каждую группу в зависимости от взаимного расположения элементов в системе можно подразделить на подгруппы, имеющие свои особенности при проектировании.

13.2. ОДНОПОЯСНЫЕ ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

К однопоясным висячим покрытиям относятся: системы, состоящие из несущих гибких стержней или тросов, стабилизация которых достигается массой уложенного по ним настила, предварительно обжатого с торцов и омоноличенного в стыках (рис. 216, а); системы, состоящие из жестких нитей или ферм (см. рис. 221); системы из гибких нитей, напрягаемые поперечными балками или фермами (см. рис. 223).

Наибольшее применение в практике строительства получили однопоясные покрытия с железобетонными или керамзитобетонными плитами. Преимуществом таких покрытий являются большая жесткость и огнестойкость конструкции, меньшие эксплуатационные расходы по сравнению с другими оболочками, а недостатком — большая собственная масса покрытия, требующая повышенного расхода стали на тросы и материала на поддерживающие конструкции.

Предварительное напряжение однопоясного покрытия с применением железобетонных плит (рис. 217) можно осуществлять в следующей последовательности: на ванты с помощью специальных крюков навешивают плиты; на плиты укладывают балласт, в результате швы между плитами расширяются; швы заполняют цементным раствором; после достижения заполнителем проектной прочности снимают балласт; под действием упругих сил стрела провеса нитей уменьшается, а плиты настила обжимают. Для сохранения напряженного состояния оболочки нагрузку от балласта принимают больше, чем временную нагрузку на покрытие. Применяют и другие способы предварительного напряжения.

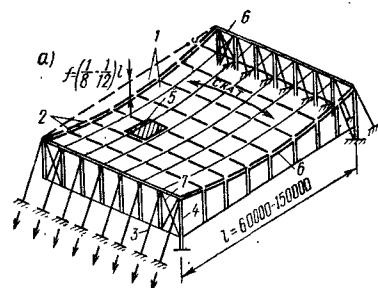


Рис. 216. Одноярусные покрытия с железобетонными плитами

а — с оттяжками; б — с жестким опорным контуром в виде балки или фермы; 1 — несущие ванты; 2 — прогоны; 3 — оттяжки; 4 — колонны; 5 — сборные железобетонные плиты; 6 — балки опорного контура; 7 — связи; 8 — торцевая балка; 9 — торцевая ферма

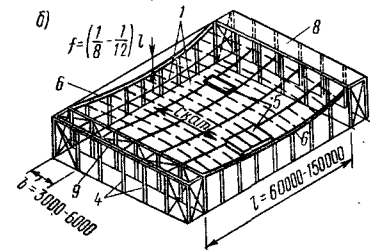
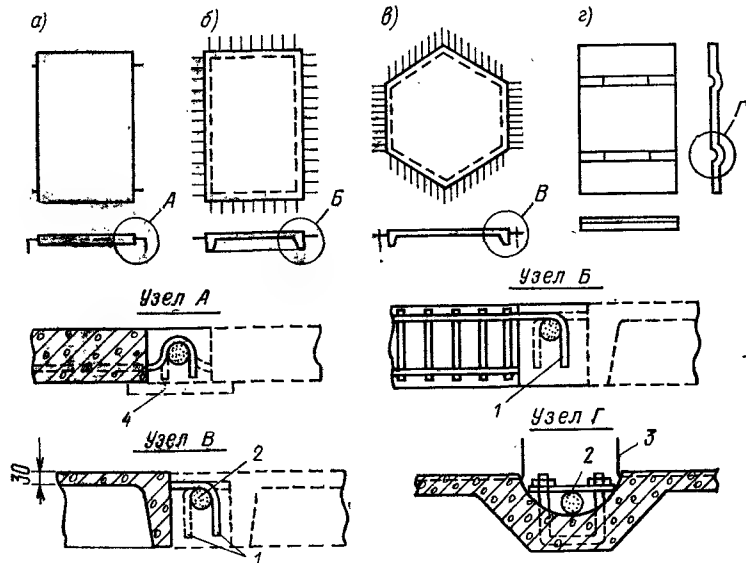


Рис. 217. Типы сборных железобетонных плит (а—г) для одноярусных висячих покрытий

1 — крюк; 2 — ванта; 3 — арматура; 4 — подкладка для бетонирования



Одноярусные покрытия с железобетонными плитами можно решать на прямоугольных, круглых, эллиптических и других планах. Одноярусные прямоугольные покрытия (см. рис. 216, б) имеют цилиндрическую форму с

небольшой выпуклой кривизной в направлении, перпендикулярном тросам. Эта кривизна обеспечивает скат кровли, необходимый для отвода воды с покрытия. Расстояние между стержнями в таких покрытиях не превышает 6 м. С целью снижения массы покрытия его целесообразно принимать 1,5—3 м. В качестве опорной конструкции выгодно использовать рамный каркас, у которого в плоскости покрытия имеется распределительная ферма или балка-плита, предназначенная для крепления вантовых стержней и восприятия распора.

При перекрытии многопролетных прямоугольных планов в качестве опорных конструкций можно использовать балки с колоннами или рамы (рис. 218). Второй случай предпочтительнее, так как освобождает здание от внутренних колонн и значительно сокращает объемы земляных работ.

Одноярусные покрытия с железобетонными плитами целесообразно проектировать над круглыми в плане зданиями (рис. 219). Основное достоинство таких покрытий — наличие опорного железобетонного кольца, воспринимающего распор от тросов.

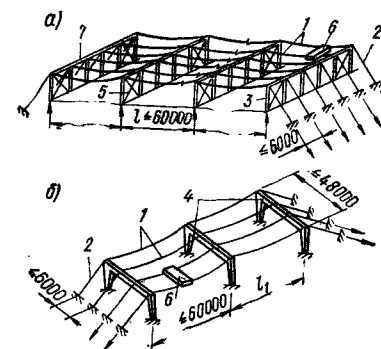


Рис. 218. Схемы многопролетных одноярусных покрытий на прямоугольном плане

а — с несущими колоннами; б — с несущими рамами; 1 — несущие ванты; 2 — оттяжки; 3 — колонны; 4 — рамы; 5 — связи; 6 — железобетонные плиты; 7 — балки опорного контура

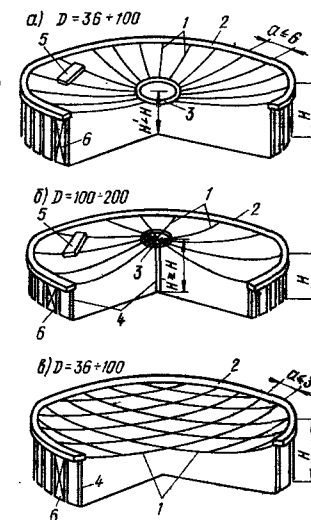


Рис. 219. Схемы одноярусных покрытий на круглом плане

а — радиальная с внутренним кольцом; б — радиальная с внутренней опорой; в — с ортогональной сеткой; 1 — несущая ванта; 2 — опорное кольцо; 3 — внутреннее кольцо; 4 — колонна; 5 — железобетонные плиты; 6 — связи

Различают две принципиальные формы таких покрытий — вогнутую (рис. 219, а) и шатровую (рис. 219, б). В вогнутой системе наряду с опорным наружным кольцом, работающим на сжатие, предусмотрено внутреннее металлическое кольцо, работающее на растяжение. Тросы в такой системе устанавливают меридионально и по внутреннему кольцу крепят на расстоянии 35—50 см, что определяет диаметр внутреннего кольца 6—12 м. По наружному кольцу крепление стержней не должно превышать 6 м из условия укладки железобетонных плит.

Отличительная особенность шатровых покрытий в том, что значительная нагрузка от покрытия передается через внутреннее кольцо, работающее на внецентренное растяжение, и через среднюю железобетонную опору. Стрела провисания вант в радиальных покрытиях может назначаться $1/10$ — $1/20$ перекрываемого пролета.

Общим недостатком однопоясных круглых в плане висячих систем является большое количество типоразмеров трапециевидных железобетонных плит, укладываемых на ванты, даже при большой повторяемости треугольных секторов. Попытка к сокращению типоразмеров плит привела к созданию вогнутой системы с ортогональной сетью (рис. 219, в) без внутреннего кольца. Однако за счет большей ширины швов между плитами в такой конструкции увеличивается объем мокрых процессов при возведении. Недостаток вогнутых систем — трудность отвода воды с покрытия.

Однопоясные системы с радиальными вантами можно применять и для покрытий на прямоугольных планах. В этих целях опорное кольцо с висячей оболочкой подвешивают с помощью дополнительных вант к угловым опорам прямоугольного опорного контура (рис. 220). Распор от дополнительных вант в этом случае раскладывают по плоскостям ограждения.

Однопоясные висячие покрытия с растянутыми изгибно-жесткими элементами, выполненными в виде сварных или прокатных двутавровых профилей, или в виде изогнутых и прямолинейных ферм, не требуют специальных мероприятий для стабилизации покрытия. Эту функцию выполняют собственно элементы, способные воспринимать растягивающие и изгибающие усилия (рис. 221). Благодаря этому стрела провеса жесткой нити может быть уменьшена до $1/20$ — $1/30$ пролета при

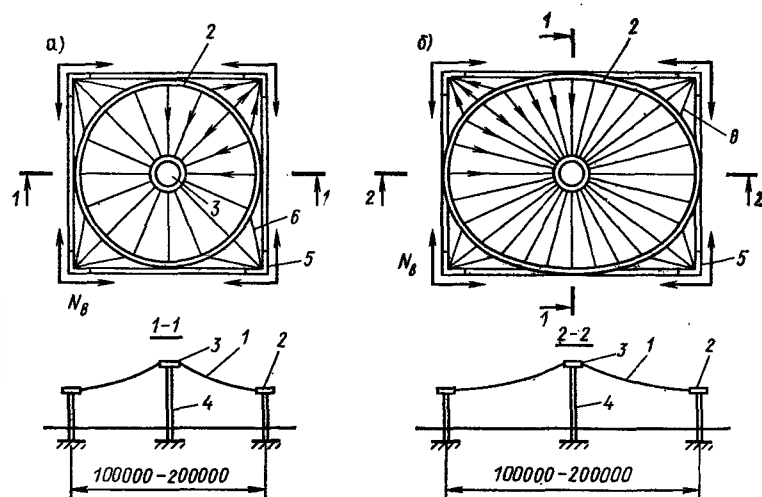


Рис. 220. Схемы однопоясных радиальных покрытий для зданий

а — с квадратным планом; б — с прямоугольным планом; 1 — несущие ванты; 2 — опорный контур; 3 — центральное кольцо; 4 — колонны; 5 — угловые опоры; 6 — дополнительные ванты

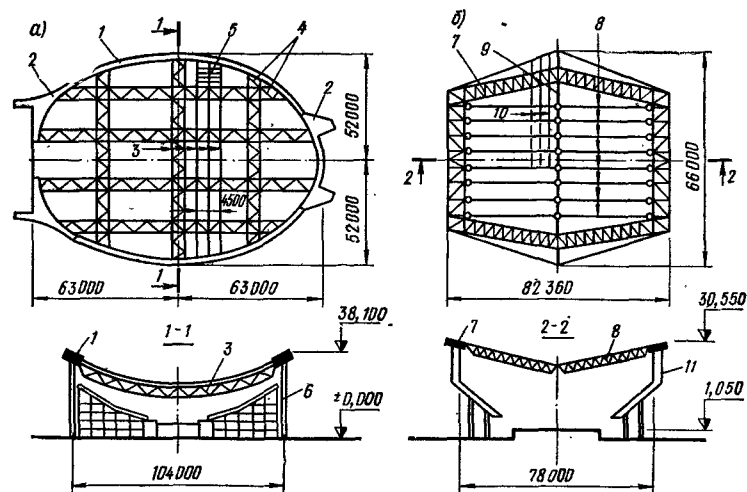


Рис. 221. Примеры покрытий с растянутыми изгибно-жесткими элементами

а — олимпийский плавательный бассейн на проспекте Мира (Москва); б — универсальный спортивный зал «Динамо» (Москва); 1 — опорные железобетонные арки 2х3,3 м; 2 — железобетонные опоры арок; 3 — висячие криволинейные фермы; 4 — связи; 5 — щиты настила; 6 — колонны; 7 — опорный контур; 8 — висячие прямолинейные фермы; 9 — листовая затяжка опорного контура; 10 — прогоны; 11 — подтрибунные рамы

шаге нитей 3—4,5 м. Высоту сечения сплошного гнутого двутавра задают равной $1/40$ — $1/50$ пролета, а высоту фермы $1/35$ — $1/45$ пролета. Высота зависит от соотношения постоянной и временной нагрузок, а также требуемой жесткости покрытия.

Преимущества покрытий из жестких нитей: простота их конструктивной формы, индустриальность изготовления, использование обычных недефицитных сталей. Недостатки: большая металлоемкость, отсутствие пространственности работы покрытия. В связи с этим однопоясные висячие покрытия с изгибно-жесткими нитями целесообразно проектировать при сравнительно небольших пролетах в покрытиях, имеющих малую постоянную и большую временную нагрузки.

Примерами применения висячих покрытий с изгибно-жесткими нитями могут быть два олимпийских объекта в Москве: плавательный бассейн эллиптической формы размером 126×104 м, перекрытый изогнутыми по квадратной параболе фермами, и спортивный зал в виде неправильного шестиугольника размером 78×66 м, перекрытый прямолинейными фермами, пересекающимися в ключе под тупым входящим углом (см. рис. 221). По своим технико-экономическим и конструктивным показателям оба покрытия значительно уступают мембранным.

Достоинством канатно-балочных систем (рис. 223) является их повышенная жесткость на изгиб, которая возрастает в случае применения в качестве поперечной конструкции ферм, заделанных в опорный контур. Конструкция покрытия приобретает пространственную жесткость, хорошо работает при местном нагружении и позволяет применять легкую кровлю. Однако стрела провеса в таких конструкциях не может быть менее $1/15$ пролета. Приближенный способ расчета однопоясных висячих покрытий с гибкими нитями сводится к определению сечения гибкой нити и оттяжек, а в круглых сооружениях еще и сечений опорного наружного и среднего внутреннего колец. Подбор сечения несущих элементов осуществляют на стадии монтажа, так как суммарная нагрузка на покрытие с учетом напрягающего балласта будет больше расчетной нагрузки. В качестве расчетной схемы сооружения в предельном состоянии принимают плоскую гибкую нить с опорами на одном или на разных уровнях.

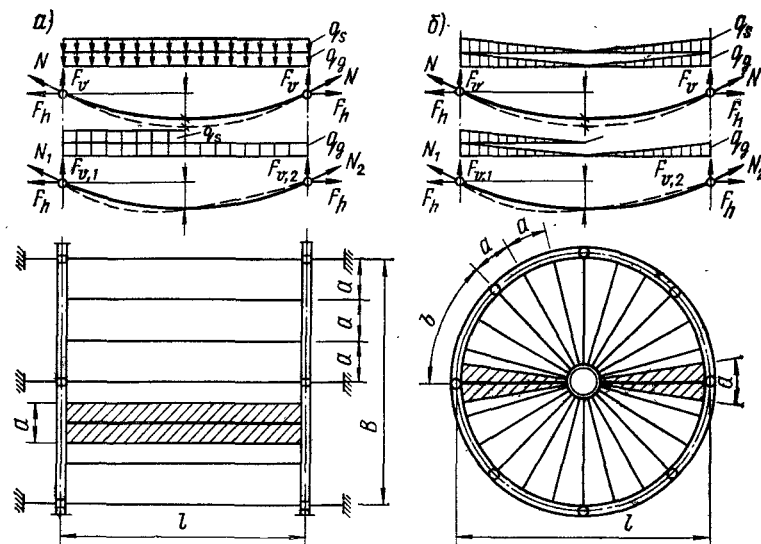


Рис. 222. К расчету однопоясных висячих систем
а — прямоугольных в плане; б — круглых в плане

Расчетную нагрузку на ванту в цилиндрическом покрытии (рис. 222, а) с учетом предварительного напряжения определяют по формуле

$$q = q_g + (1,2 - 1,3) q_s = ga + (1,2 - 1,3) sa, \quad (178)$$

где g — расчетная постоянная нагрузка от собственного веса 1 м^2 вант, плит покрытия и кровли; s — расчетная снеговая нагрузка на 1 м^2 покрытия; a — расстояние между вантами.

Пренебрегая учетом деформации нити от растяжения, распор от расчетной нагрузки может быть вычислен по формуле

$$F_h = M_0 / y = ql^2 / 8f, \quad (179)$$

где M_0 — изгибающий момент от нагрузки q в балке пролетом l ; y — ордината линии ванты.

Вертикальная составляющая опорной реакции ванты

$$F_v = ql/2. \quad (180)$$

Максимальное усилие растяжения нити действует у опоры

$$N = \sqrt{F_h^2 + F_v^2}. \quad (181)$$

При расчете гибкой нити особенно важен расчет по второй группе предельных состояний — по непригодности конструкции к нормальной эксплуатации ввиду чрезмерных прогибов от временной нагрузки. Этот расчет выполняют приближенными способами. Предельная величина расчетного вертикального прогиба гибкой нити от действия временной нагрузки должна подчиняться неравенству

$$\Delta f/l = 3q_{s,n} l^2 S / 128 EA f^2 \leq 1/200, \quad (182)$$

где $q_{s,n}$ — нормативная временная нагрузка на 1 м пролета нити; E — модуль упругости нити; A — площадь сечения нити.

Если распор передается на внешние анкера, приведенная длина нити с учетом длины оттяжек равна

$$S = l(1 + 8f^2/l^2) + 2l_i \sec^2 \theta, \quad (183)$$

где l_i — горизонтальная проекция оттяжки от оси колонны до оси крепления к фундаменту; θ — угол наклона оттяжки к горизонту.

Усилия в наклонных и вертикальных оттяжках (см. рис. 214, д, е) вычисляют соответственно по формулам;

$$N_i = F_h B / a \cdot \cos \theta; \quad (184)$$

$$N_v = F_h B a_1 / a a_2, \quad (185)$$

где B — шаг оттяжек.

Усилия в однопоясных радиальных вантовых системах вогнутого типа (рис. 222, б) по аналогии с предыдущим расчетом вычисляют:

$$\left. \begin{aligned} F_h &= ql^2/24f; \quad F_v = ql/4; \\ N &= \sqrt{F_h^2 + F_v^2} = F_h \sqrt{1 + 36 f^2/l^2}. \end{aligned} \right\} \quad (186)$$

Требуемую площадь поперечного сечения несущей ванты определяют из равенства

$$A_{ca} = 1,6 N / \eta \cdot 100 R_{un}, \quad (187)$$

где 1,6 — коэффициент надежности по материалу; η — коэффициент, учитывающий понижение разрывного усилия каната по отношению к суммарному разрывному усилию проволок ($\eta = 0,81-0,85$ — для канатов ТК конструкции 1×37 и ЛК-Р конструкции 6×19 ; $\eta = 0,75-0,8$ для канатов ТЛК-РО конструкции 6×36 ; $\eta = 1$ — для закрытых несущих канатов); R_{un} — временное сопротивление проволок каната разрыву, МПа (для канатов ТК, ТЛК-РО, ЛК-Р $R_{un} = 1176, 1372, 1568, 1666, 1764, 1862$ и 1960 ; для закрытых канатов $R_{un} = 1078, 1176, 1274, 1372$); 100 — коэффициент перевода МПа в Н/см².

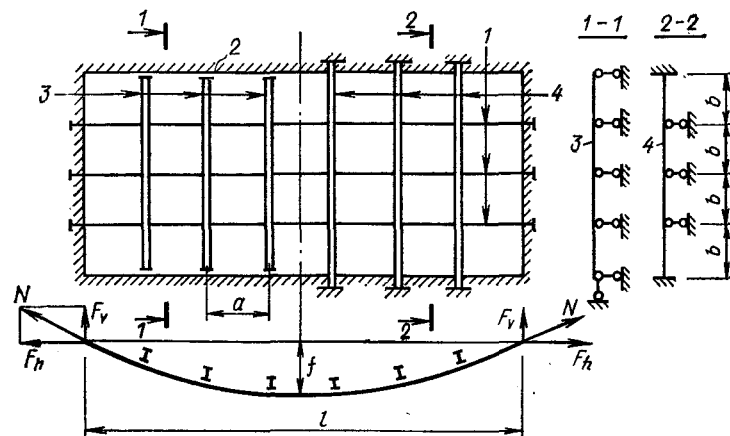


Рис. 223. К расчету вантово-балочных систем

1 — несущая ванта; 2 — опорный контур; 3 — неразрезные многопролетные балки; 4 — то же, защемленные на контуре

Усилия, растягивающие внутреннее кольцо и сжимающие наружное опорное кольцо, определяют по формуле

$$N_r = F_h l / 2a. \quad (188)$$

Точный расчет растянутых изгибно-жестких нитей достаточно сложен, поэтому сечения жестких нитей, изогнутых по веревочной кривой, от постоянной нагрузки можно оценивать приближенным способом. Усилие, растягивающее жесткую нить, следует определять по формуле (182), а изгибающий момент — по формуле

$$M = M_b - F_h f, \quad (189)$$

где M_b — балочный момент в сечении нити.

Вантово-балочные системы (рис. 223), в которых балки имеют шарниры на каждом пересечении с вантой, рассчитывают как однопоясные гибкие нити, нагруженные сосредоточенными силами.

Если балки неразрезные, то в зависимости от их жесткости они могут выполнять роль элементов, перераспределяющих усилия в системе или стабилизирующих систему, особенно от неравномерной нагрузки. Эффект перераспределения увеличивается в случае создания предварительного напряжения системы путем предварительного изгиба балок выпуклостью вверх. При нераз-

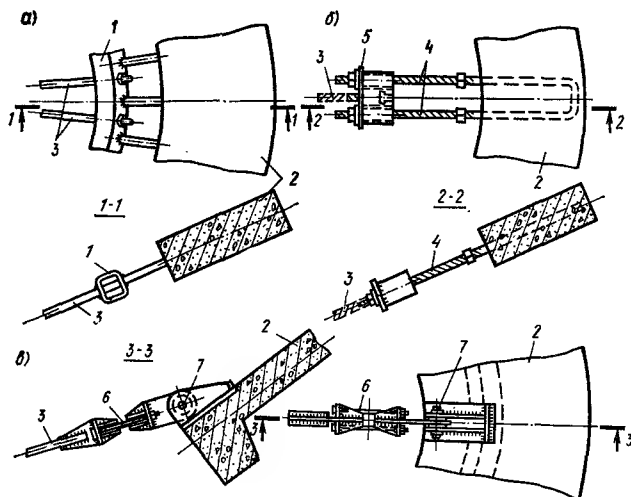


Рис. 224. Примыкания вант к железобетонному бортовому элементу при помощи

а — переходного кольца; б — спаренных выпусков; в — стяжных болтов; 1 — коробчатый кольцевой элемент; 2 — бортовой железобетонный элемент; 3 — ванты; 4 — спаренные выпуски; 5 — заливная втулка; 6 — высокопрочные болты; 7 — шарнир

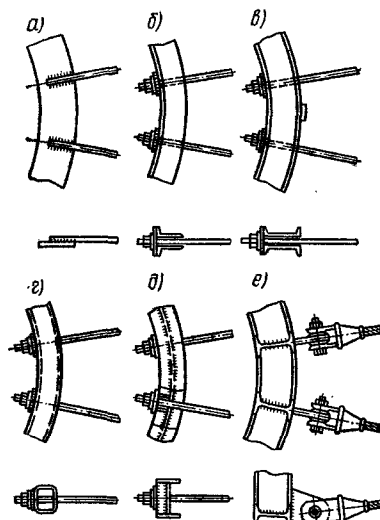


Рис. 225. Варианты примыкания вант (а—е) к внутреннему опорному кольцу радиальных сетей

резных балках расчет производят подобно системе перекрестных балок (см. п. 12.3) с учетом жесткости балок и нитей.

В приближенных расчетах допускается рассчитывать ванту как однопоясную систему, а балку как неразрезную многопролетную конструкцию, для которой промежуточными опорами являются ванты. Узлы примыкания гибких вант в радиальных системах к наружному опорному кольцу показаны на рис. 224, а к внутреннему растянутому — на рис. 225. В первом случае узлы характерны

для всех типов висячих конструкций с замкнутым опорным контуром, работающим на сжатие.

13.3. ДВУХПОЯСНЫЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ПОКРЫТИЯ

Двухпоясными предварительно напряженными покрытиями называются системы, состоящие из двух гибких нитей, расположенных друг над другом и связанных между собой параллельно расположенными затяжками (рис. 226, а), распорками (рис. 226, б) или их комбинацией (рис. 226, в). Благодаря предварительному напряжению, осуществляемому с помощью затяжек и распорок, двухпоясные системы имеют меньшие упругие деформации по сравнению с однопоясными, что создает хорошие предпосылки для применения легких кровель, работающих независимо от несущей системы. Однако вертикальные напрягающие элементы не препятствуют горизонтальным перемещениям гибких нитей, поэтому кинематические перемещения таких конструкций мало чем отличаются от однопоясных систем.

Более экономически оправданы системы линзовидно-выпуклого типа (рис. 226, б), так как они имеют общую опорную конструкцию для несущего и стабилизирующего троса и способствуют простому отводу воды. Однако сжатые стойки требуют значительного расхода металла, и это снижает эффективность данной схемы.

Наиболее распространенные конструктивные формы двухпоясных систем — круглые покрытия с радиально расположенными тросами (рис. 227, а—в) и среди них система типа «велосипедное колесо» (рис. 227, а).

При организации кровли все вышеперечисленные системы требуют устройства прогонов, увеличивающих расход материалов, особенно в системах на круглом плане. В системах с параллельными вантовыми фермами, расположенными в двух (рис. 227, г, д) или трех направлениях, настил укладывают без прогонов на узлы системы.

Перекрестные вантовые фермы позволяют компоновать прямоугольные в плане покрытия (рис. 227, д) без оттяжек. Распор в таких конструкциях воспринимает

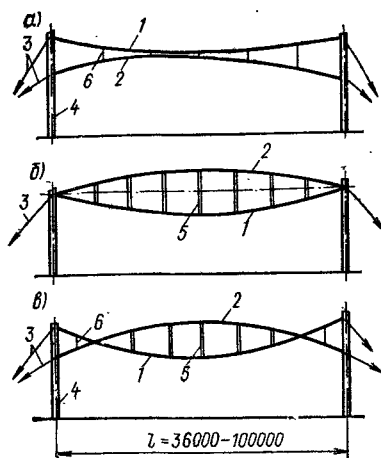


Рис. 226. Схемы двухпоясных висячих покрытий на прямоугольном плане

а — вогнутая; б — выпуклая; в — выпукло-вогнутая; 1 — несущая ванта; 2 — стабилизирующий трос; 3 — оттяжки; 4 — опора; 5 — жесткие распорки; 6 — гибкие затяжки

распор в углы балочного опорного контура, лежащего на колоннах (рис. 228, б).

Двухпоясные предварительно напряженные системы, подобно однопоясным, могут быть однопролетными и многопролетными, а также шатровыми с расположением колец на одном или в разных уровнях. В двухпоясных системах целесообразно задавать расстояние между тросами по горизонтали 3—6 м, а расстояние между стойками или затяжками 2,5—4 м. В случае применения сжатых стоек (с целью уменьшения их количества и сокращения расхода стали) их шаг может быть увеличен до 4,5—6 м.

При проектировании двухпоясных систем чрезвычайно важно назначение стрелок провеса тросов, величина которых может колебаться от $1/10$ до $1/30$ пролета. Оптимальная стрела провеса несущих вант $1/8$ — $1/15$ пролета и может допускаться не менее $1/20$; для стабилизирующих тросов стрела провеса может быть такой же или несколько меньшей.

Учитывая, что соотношение площадей сечений тросов не сильно влияет на прогибы системы, в приближенных

горизонтальные жесткие фермы, расположенные по периметру покрытия в средней плоскости системы.

На квадратном плане при опирании на четыре точки по углам возможно и радиальное расположение вант (рис. 228, а). В этом случае контурные фермы должны быть треугольного сечения с одной вертикальной гранью, работающей на изгиб в пролете между колоннами. Для устранения жесткого изгибного контура в радиальных системах на прямоугольном плане с колоннами по периметру могут применяться тросы-подборы, передающие

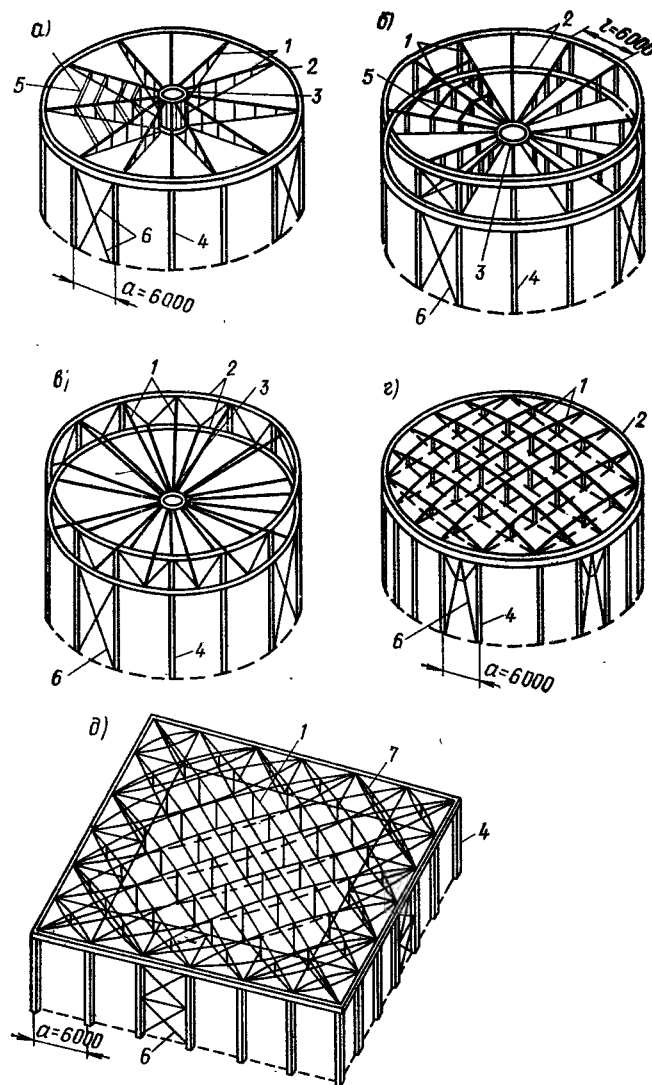
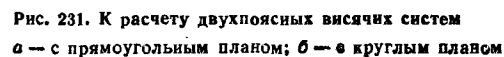
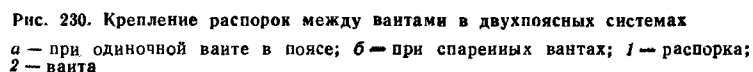
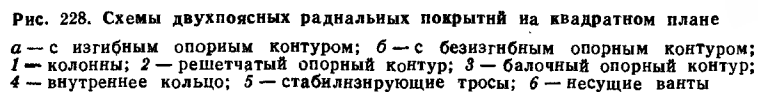


Рис. 227. Схемы двухпоясных висячих покрытий на круглом и прямоугольном планах

а — радиальная с двухпоясным центральным кольцом; б — радиальная с двухпоясным опорным кольцом; в — радиально-складчатая с двухпоясным опорным кольцом; г — ортогональная система из перекрещивающихся вантовых ферм с опорным кольцом; д — диагональная система из перекрещивающихся вантовых ферм на квадратном плане с решетчатым опорным контуром; 1 — несущие ванты; 2 — опорное кольцо; 3 — центральное кольцо; 4 — колонны; 5 — прогоны; 6 — связи; 7 — решетчатый опорный контур



расчетах его можно задавать в зависимости от соотношения нагрузок:

$$\left. \begin{aligned} \text{при } s \gg g \quad A_{st}/A_{ca} &\cong 1 - 1,2; \\ \text{при } s = g \quad A_{st}/A_{ca} &\cong 0,6 - 0,8; \\ \text{при } s \ll g \quad A_{st}/A_{ca} &\cong 0,3 - 0,6. \end{aligned} \right\} \quad (190)$$

Примыкания вант к металлическому опорному контуру и внутреннему кольцу показаны на рис. 229, а сопря-

жения распорок с вантами — на рис. 230. Из условия обеспечения устойчивости ширина наружного кольца назначается $1/50—1/80$ пролета, а его высота 0,3—0,4 ширины и зависит от расстояния между колоннами, несущими кольцо.

Приближенный расчет несущих тросов в двухпоясных системах (рис. 231) в предельном состоянии от воздействия полной постоянной q_g и временной q_s нагрузок в предположении, что напрягающие (стабилизирующие) тросы выключаются из работы, может быть выполнен аналогично однопоясной системе. Однако при действии расчетных нагрузок усилие предварительного натяжения стабилизирующих вант сохраняют равным 20—30 % их начального натяжения, что соответствует дополнительной временной нагрузке: $\Delta q_s = (0,2 \div 0,3) q_s$. Поэтому, в отличие от однопоясных систем, расчетными нагрузками на двухпоясные системы будут: для несущего троса — $q_{ca} = q_g + (1,2—1,3) q_s$; для стабилизирующего троса — $q_{st} = (1,2—1,3) q_s$.

Усилия в распорках и затяжках, напрягающих систему, определяют соответственно по формулам:

$$N_c = q_{ca}s; \quad N_t = q_{st}s, \quad (191), (192)$$

где s — шаг распорок или затяжек.

13.4. ТРОСОВЫЕ ФЕРМЫ

Тросовые фермы представляют собой дальнейшее развитие двухпоясных систем. В отличие от последних, затяжки и распорки в тросовых фермах заменены треугольной или раскосной решеткой, благодаря которой вся система превращается в геометрически неизменяемую и более жесткую (рис. 232). Эти свойства тросовых ферм определяют область их рационального применения в покрытиях с неравновесными и большими временными нагрузками.

Преимущественное применение в тросовых фермах находят треугольные решетки из гибких элементов (рис. 232, а, б), в которых возникают как растягивающие, так и сжимающие усилия. Для обеспечения работы сжатых раскосов в решетке с помощью предварительного напряжения постоянно поддерживают растягивающие усилия. В раскосных решетках (рис. 232, в—д) сжатые элементы выполняют из жестких профилей.

Вантовые фермы представляют собой статически неопределимые системы, поэтому их расчет производят основными методами строительной механики. В приближенных расчетах сечения поясов тросовых ферм могут определяться по аналогии с двухпоясными висячими системами, а усилия в решетке — как в обычной жесткой ферме заданного очертания.

После определения усилий в решетке назначают силу предварительного натяжения, которая по абсолютному значению должна быть больше максимального сжимающего усилия в раскосах. Затем с учетом силы предварительного натяжения находят результирующие усилия во всех элементах решетки. Сечение элементов решетки принимают постоянным и определяют по максимальному растя-

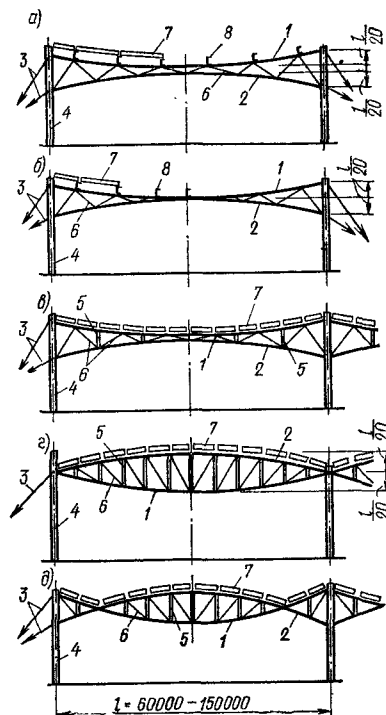


Рис. 232. Схемы вантовых предварительно напряженных ферм

а—в — вогнутые с различным тисом решетки; г — выпуклая; 1 — несущая ванта; 2 — стабилизирующий трос; 3 — оттяжка; 4 — колонна; 5 — жесткие распорки; 6 — гибкие затяжки; 7 — плиты покрытия; 8 — прогон

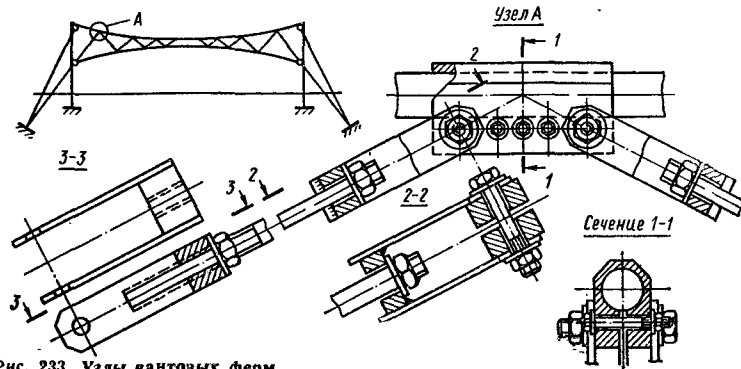


Рис. 233. Узлы вантовых ферм

гивающему усилию. Характерные узлы вантовых ферм показаны на рис. 233. Конструктивные формы покрытий с вантовыми фермами аналогичны конструктивным формам двухпоясных систем.

13.5. СЕДЛОВИДНЫЕ ПОКРЫТИЯ

Седловидное покрытие представляет собой систему, состоящую из напряженной сетки, имеющей чаще всего поверхность гиперболического параболоида и жесткого или комбинированного опорного контура (рис. 234). Сетки образуются двумя семействами ортогонально расположенных взаимно перпендикулярных тросов, одни из которых несущие (вогнутые), другие — стабилизирующие (выпуклые).

В зависимости от конструкции опорного контура можно создавать разнообразные по композиционному решению архитектурно-конструктивные формы седловидных покрытий и зданий в целом, благодаря чему седловидные сетки получили широкое распространение в практике строительства.

Наиболее распространены типы опорных контуров — комбинаций из двух или трех арок (рис. 234, а, 235), стоящих наклонно друг к другу и опирающихся на фундаменты, колонны или несущие стены. Такие конструктивные решения обладают хорошими компоновочными возможностями при создании крупнопролетных зданий общественного назначения. Применение наклонных арок возможно в комбинации с тросами-подборами (см. рис. 234, в) и прямолинейными контурами в виде балок (см. рис. 234, е). Возможны также седловидные сетки в многопролетных многоячеековых зданиях (см. рис. 234, ж).

Наряду с арочными контурами часто применяют замкнутые контуры в виде изогнутых колец простой и сложной формы (см. рис. 234, б), прямоугольного типа (см. рис. 234, г), уступающие арочным по расходу материала.

Кроме функционально необходимых форм сооружений с седловидными сетками в практике проектирования появляются объекты, в которых с использованием возможностей формообразования конструкций этого типа решение полностью подчиняется какой-либо символике. В результате рождаются большепролетные покрытия экстравагантной архитектуры, но конструктивно слож-

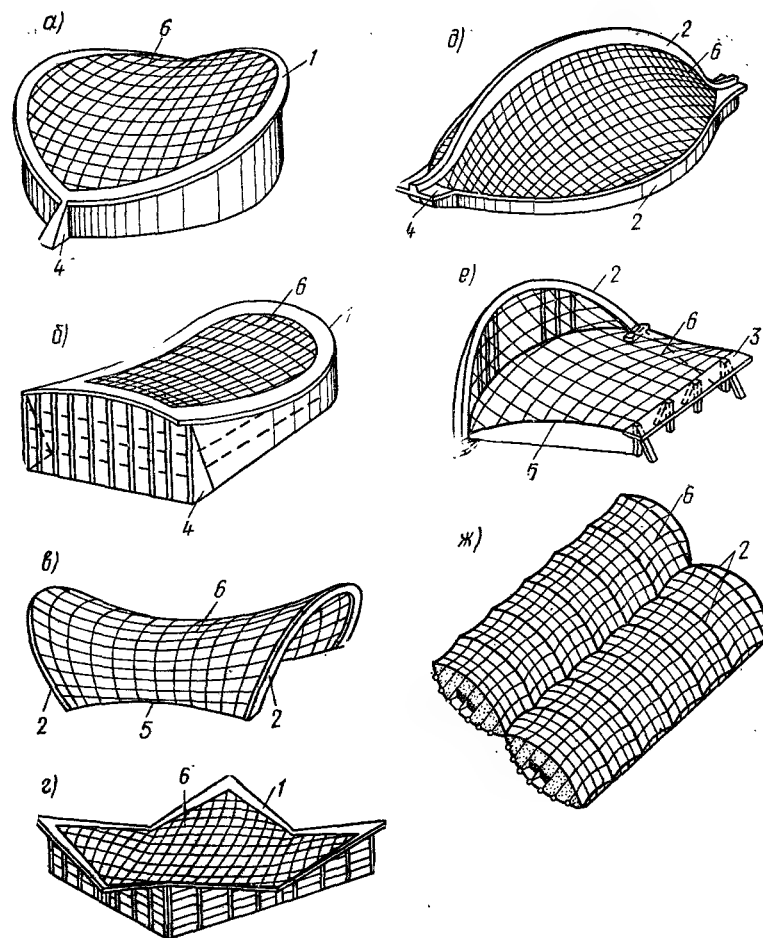


Рис. 234. Основные схемы седловидных сеток

а — на замкнутом контуре, состоящем из двух наклонных арок; б — на сложном криволинейном контуре; в — с наклонными арками и тросами-подборами; г — на квадратном плане с прямолинейным опорным контуром; д — с вертикальной аркой; е — комбинированное решение с аркой, балкой и тросами-подборами; ж — с несколькими опорными арками; 1 — опорный контур; 2 — арка; 3 — балка; 4 — пилон; 5 — трос-подбор; 6 — сетка

ные и требующие большого расхода материала. Такое покрытие выполнено в большом плавательном бассейне олимпийского комплекса «Йойги» в Токио (рис. 236).

С точки зрения распределения усилий наилучшей поверхностью седловидного покрытия является поверх-

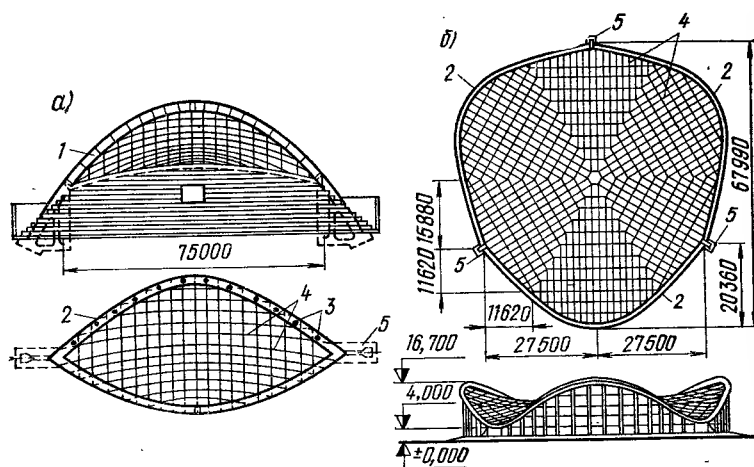


Рис. 235. Примеры сетчатых висячих покрытий, осуществленных в стране
а — певческая эстрада в Таллине; б — бассейн в Аркадии (Одесса); 1 — арка
стальная; 2 — арка железобетонная; 3 — колонны; 4 — тросы; 5 — пилоны

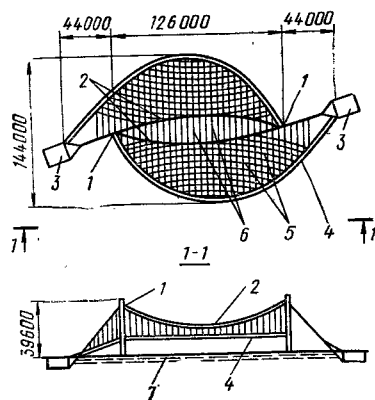


Рис. 236. Пример сложного сетчатого покрытия плавательного бассейна
олимпийского комплекса в Токио (Япония)
1 — пилоны; 2 — тросы-подборы; 3 — анкерные фундаменты; 4 — контурные балки; 5 — вантовые фермы; 6 — связи; 7 — распорные балки

Растояние между тросами зависит от несущих элементов кровли и принимается не более 1 м для тентовых и пленочных покрытий и

ность гиперболического параболоида. В этом случае несущие и стабилизирующие нити имеют форму соответственно вогнутых и выпуклых квадратных парабол с постоянным отношением f/l^2 в каждом тросе, что создает равенство усилий во всех тросах при равномерно-распределенной нагрузке на покрытие. Оптимальные стрелки провеса несущих нитей — $f_{ca} = (1/8 - 1/15) l_{ca}$, а стабилизирующие $f_{st} = (1/10 - 1/25) l_{st}$, однако в большинстве выполненных конструкций они задавались близкими к $1/20$ пролета.

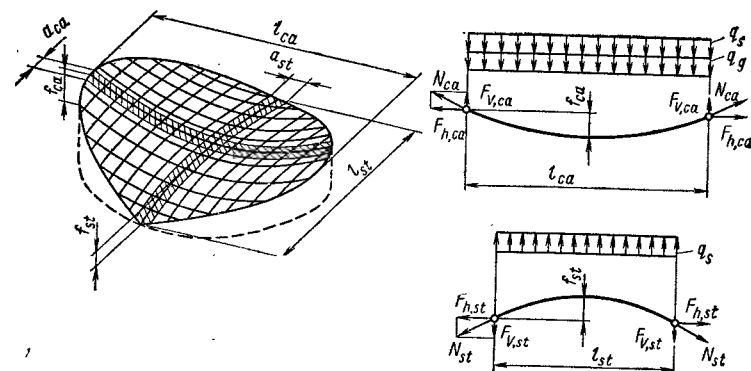


Рис. 237. К расчету седловидного покрытия

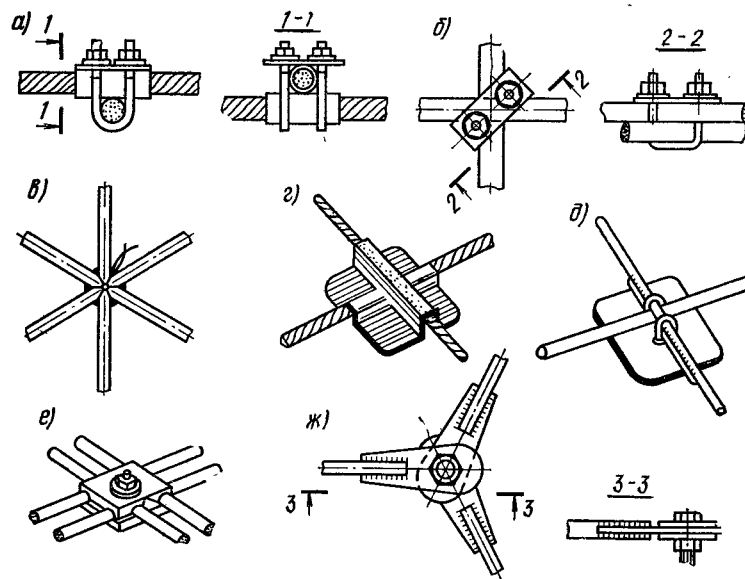


Рис. 238. Узлы пересечения вант (а—ж) в седловидных покрытиях

не более 3 м для покрытий с жесткими настилами. Предварительное напряжение седловидных сеток позволяет создать систему, в которой стабилизирующие тросы способны воспринимать сжатие от вертикальной нагрузки и

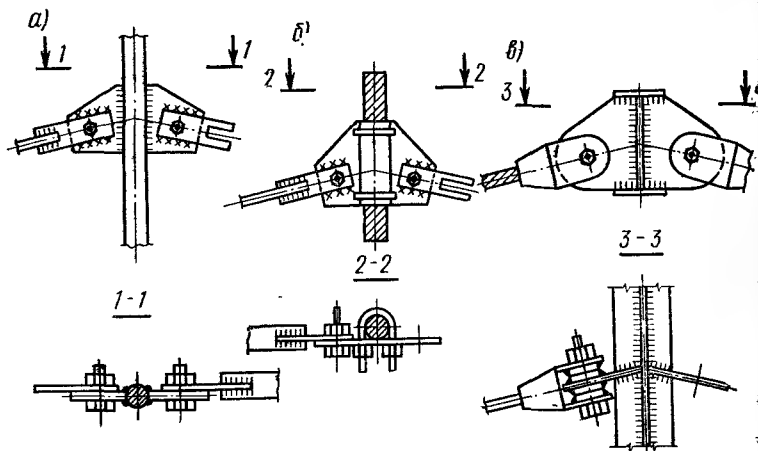


Рис. 239. Узлы примыкания вант (а—в) к тросу-подбору

помогать тем самым работе несущих тросов на растяжение.

Работа седловидных сеток отличается также от работы двухпоясных систем тем, что каждому несущему тросу соответствует не один стабилизирующий, а совокупность всех стабилизирующих тросов, т. е. система в целом работает как пространственная.

Эффективность седловидных систем в большой степени зависит от материалоемкости опорного контура. Снизить расход материалов на контур можно, проектируя его безизгибным в виде параболических наклонных арок и эллиптического или круглого пространственного кольца. Однако безизгибность контура имеет место только при постоянных равномерно распределенных по покрытию нагрузках. При одностороннем действии временной нагрузки в опорном контуре появляются изгибающие моменты, требующие увеличения мощности контура.

Седловидные покрытия рассчитывают на воздействие вертикальных от собственного веса и снега и горизонтальных ветровых нагрузок. Точный расчет покрытий осуществляется методами строительной механики с применением ЭВМ как многократно статически неопределимых систем. Приближенный расчет седловидных конструкций с учетом сохранения предварительного напряжения стабилизирующего троса при полной вертикальной

расчетной нагрузке может быть произведен аналогично расчету двухпоясных систем. В качестве расчетных нитей принимают нити, расположенные в плоскостях главных осей седловидной сетки (рис. 237).

Расчет арочного или сложного замкнутого контуров производят по аналогии с расчетами арок (см. п. 9.2) и контуров в оболочках двойной кривизны (см. п. 11.5). Стабилизацию седловидных сеток осуществляют путем натяжения стабилизирующих нитей с помощью устройств (см. рис. 224) или поворота опорного контура на определенный угол. Реже сетки натягивают с помощью предварительного пригруза несущих нитей. Характерные узлы пересечения тросов в седловидных сетках показаны на рис. 238, а примыкания тросов сетки к тросам-подборам — на рис. 239.

13.6. КОМБИНИРОВАННЫЕ СИСТЕМЫ

К комбинированным системам относят покрытия, состоящие из растянутых вант или нитей и сжато-изогнутых балок, ферм или других жестких элементов (рис. 240). Достоинством таких конструкций является их значительная жесткость, препятствующая появлению местного прогиба при неравномерной нагрузке, поэтому комбинированные системы находят широкое применение в большепролетных покрытиях промышленных зданий с подвесными кранами грузоподъемностью до 20 т. К недостаткам подвесных конструкций относят: наличие открытых тросов над кровлей, подверженных коррозии под воздействием атмосферных факторов (температуры и влажности); сравнительная многодельность изготовления вантовых конструкций и сложность регулирования предварительного натяжения вант при монтаже. Для предохранения от коррозии требуются постоянный контроль и окраска открытых частей и узлов.

Наиболее распространены плоские внешне безраспорные комбинированные системы, где в качестве жесткой конструкции применяют плоские балки или фермы (рис. 240). Прогибы комбинированных систем возникают главным образом, вследствие упругих деформаций криволинейных нитей или прямолинейных вант. При уменьшении пологости деформативность их увеличивается, и вся система получает значительные прогибы, по-

В проектировании расчет комбинированных конструкций ведут методами строительной механики статически неопределимых систем. Предельные прогибы системы проверяют на стадии монтажа и принимают не более $1/300—1/500$ пролета. В приближенных расчетах допускается не учитывать взаимную работу отдельных частей

этому пологость нити ограничивают стрелой провеса $\frac{1}{8} - \frac{1}{12}$ пролета, а минимальные углы наклона вант проектируют не менее 30° .

Строительная высота жесткой конструкции зависит от расстояния между подвесами и назначается равной $\frac{1}{12} - \frac{1}{15}$ этого расстояния. Комбинированными конструкциями могут перекрываться пролеты до 200 м в зданиях прямоугольного и квадратного плана.

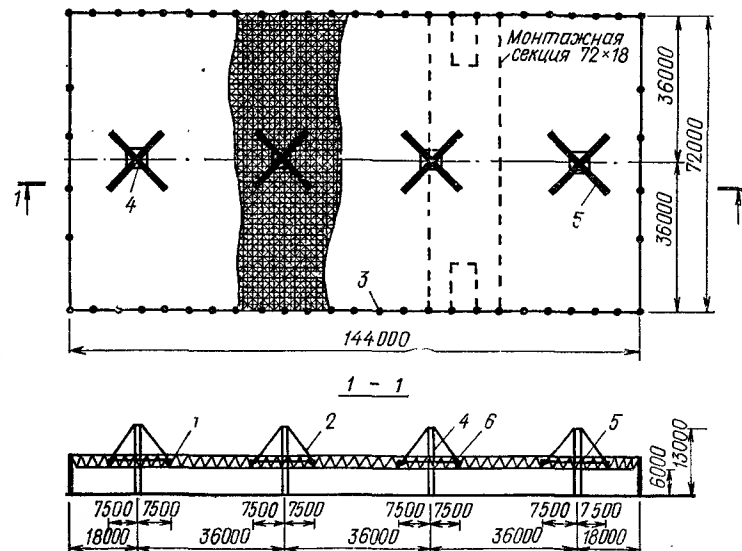
В практике строительства широко применяют консольные подвесные конструкции (с односторонним или двусторонним расположением консолей) (рис. 241). В качестве подвесных конструкций наряду с обычными плоскими фермами или балками могут быть использованы волнистые, призматические или коробчатые оболочки (рис. 241, б, в),

Рис. 241. Схемы консольных комбинированных конструкций

а — с фермами; б, в — со складами и волнистыми обложками; г — воронкообразного типа; д — одноконсольная с несущей рамой; е — одноконсольная с оттяжками; 1 — тросы; 2 — плоская или пространственная ферма; 3 — рамы, 4 — опорная стойка; 5 — наружное кольцо; 6 — внутреннее кольцо; 7 — трос-оттяжка

Рис. 242. Пример современного комбинированного покрытия с подвесной пространственной конструкцией системы МАрХИ автобусного гаража в Ленинграде (1980 г.)

1 — решетчатая плита; 2 — несущие тросы; 3 — железобетонные колонны; 4 — пилоны; 5 — распорки; 6 — сварная встроенная капитель



покрытия, считать нить нерастяжимой и производить расчет каждого элемента (гибкого и жесткого) в отдельности на статическую нагрузку.

13.7. МЕМБРАННЫЕ ОБОЛОЧКИ

Мембранные покрытия представляют собой пространственную конструкцию, состоящую из тонкого металлического листа и жесткого опорного контура. Тонкий лист обладает пренебрежимо малой изгибной жесткостью, поэтому работает главным образом на растяжение, что позволяет наиболее полно использовать несущую способность металла и по сравнению с другими плоскостными и пространственными конструкциями получать минимальную массу покрытия. Отличительная особенность мембранных покрытий от других типов ви-сячих конструкций—совмещение в одном материале несущих и ограждающих функций, за счет чего достигается дополнительное облегчение конструкции и снижение металлоемкости.

При пролетах до 100 м толщина стальной мембраны по условиям прочности не превышает 1—1,5 мм, что практически нельзя осуществить из условия коррозионной стойкости, поэтому толщину стальной мембраны из малоуглеродистой стали марки 10Г2С1 или низколегированных сталей марок 17Г2С и 17Г2СФ проектируют не менее 4—6 мм. Применение нержавеющей стали марки ОХ18Т1 толщиной 2 мм на ряде объектов не дало положительного эффекта ввиду ее высокой стоимости и непредвиденных статических явлений, связанных с появлением местных выпуклостей и потерей устойчивости листа в различных зонах конструкции под воздействием температуры. В полной мере использование прочности материала достигается в случае применения в качестве тонкого листа мембранного покрытия полунагартованного алюминия марки АМг21/2Н.

Применение алюминиевых сплавов имеет свои специфические недостатки, связанные с дополнительными напряжениями и деформациями от воздействия температуры, низким модулем упругости, низким пределом огнестойкости, плохой свариваемостью полос, а также высокой стоимостью.

Мембранными конструкциями можно перекрывать практически любые пролеты, назначая стрелу провисания в пределах $\frac{1}{15}$ — $\frac{1}{25}$ пролета. С увеличением пролета экономическая целесообразность мембранных конструкций возрастает. Однако опыт применения мембранных конструкций показал, что они успешно могут конкури-

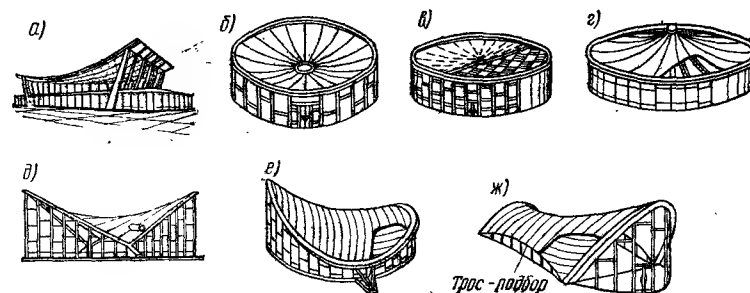


Рис. 243. Основные виды мембранных покрытий

а — цилиндрическая провисающая оболочка нулевой гауссовой кривизны со стальными ребрами жесткости; б — провисающее покрытие положительной гауссовой кривизны на круглом плане; в — то же, из переплетенных лент; г — шатровая оболочка отрицательной гауссовой кривизны; д — однослойное покрытие отрицательной гауссовой кривизны в форме гиперболического параболоида; е — двухслойное седловидное покрытие отрицательной гауссовой кривизны с замкнутым контуром; ж — то же, с разомкнутым контуром

ровать с другими металлическими конструкциями на малых и средних пролетах (18—36 м).

Мембранные тонколистовые покрытия в зависимости от характера работы можно разделить на два типа — ленточные покрытия и мембранные оболочки (рис. 243). Ленточные покрытия образуются из отдельных, не связанных между собой лент и работают подобно однопоясной вантовой конструкции. К этому типу относят также системы из переплетенных в двух взаимно перпендикулярных направлениях лент (рис. 243, в), а также двухслойные седловидные предварительно напряженные покрытия с утеплителем и без утеплителя между слоями (рис. 243, е, ж)). В покрытиях из переплетенных лент достигается совместная работа лент двух направлений, повышается жесткость конструкции при неравномерной нагрузке.

В мембранных оболочках отдельные ленты при помощи сварки, высокопрочных болтов или клепки сопрягаются в сплошную пространственную конструкцию, способную воспринимать сдвигающие усилия. Благодаря этому мембранные оболочки обладают большей несущей способностью и жесткостью по сравнению с ленточными мембранами, требуют меньшего расхода материала на пролетную конструкцию и позволяют совместно с раз-

личными решениями контура создавать интересные архитектурно-конструктивные формы.

Мембранные оболочки по форме повторяют все рассмотренные ранее поверхности всяких покрытий. Они могут быть нулевой гауссовой кривизны (цилиндрические и конические); положительной гауссовой кривизны (сферические, в виде эллиптического параболоида) и отрицательной гауссовой кривизны (шатровые, седловидные). Они могут быть также составными из поверхностей одинаковой или различной формы (рис. 244). Составные оболочки имеют не только выразительную архитектурную форму, но благодаря введению в систему дополнительных жестких и гибких элементов, в них снижаются изгибающие моменты в контуре, уменьшаются усилия в самой мембране, повышается жесткость системы.

Важное преимущество всех типов мембранных покрытий — сравнительно низкие трудоемкость и стоимость возведения, основанные на использовании рулонированных лент шириной 740—2300 мм.

Мембранные конструкции — типичные представители всяких конструкций. Отсутствие изгибной жесткости вызывает необходимость стабилизации покрытия для обеспечения нормальной эксплуатации. Мембранные покрытия, как и вантовые системы, стабилизируют пригрузом покрытия; предварительным напряжением оболочки путем притягивания мембраны к опорному контуру; изменением геометрии покрытия с помощью натяжения вантовых ферм; притягиванием поперечных балок к основанию оттяжками; введением в конструкцию изгибно-жестких элементов в виде криволинейных ферм или балок. Выбор способа стабилизации определяется типом мембранного покрытия, его размером, формой плана, конструкцией опорного контура и т. п.

В нашей стране накоплен значительный опыт по расчету, проектированию и строительству различных типов мембранных покрытий, позволивший осуществить ряд уникальных большепролетных покрытий для спортивных залов и дворцов Олимпиады-80.

В Измайлове сооружено комбинированное покрытие из цилиндрических мембран толщиной 2 мм универсального спортивного зала размером 72×66 м, прямоугольное в плане с диагональными подкрепляющими элементами (рис. 245, а).

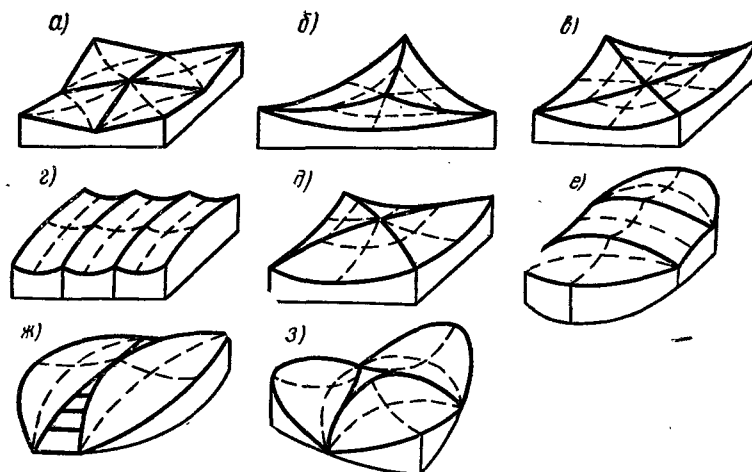


Рис. 244. Форма поверхности составных мембранных покрытий

а, г, е — отрицательной гауссовой кривизны; б, в, д — нулевой гауссовой кривизны

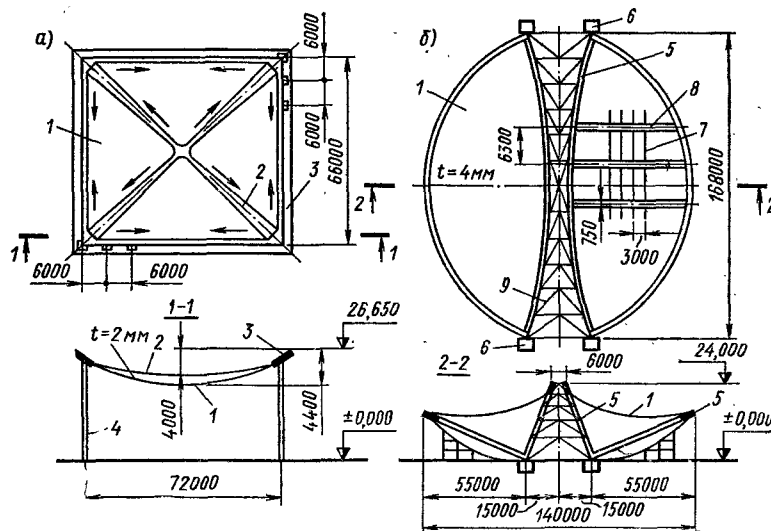


Рис. 245. Примеры сооружений с цилиндрическими и седловидными мембранными покрытиями

а — цилиндрической формы — универсальный спортивный зал в Измайлове (Москва); б — седловидной формы — велотрек в Крылатском (Москва); 1 — стальная мембрана; 2 — несущая диагональная полоса из стали; 3 — окаймляющий железобетонный элемент; 4 — колонны; 5 — металлические арки; 6 — железобетонные опоры; 7 — направляющие швеллеры; 8 — направляющие стальные полосы $t=6$ мм; 9 — связь

В Ленинграде (рис. 246, а) для универсального спортивного зала осуществлена провисающая мембрана на круглом плане размером 160 м с толщиной листа 6 мм, стабилизированная вантовыми фермами.

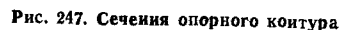
Важнейший элемент мембранных конструкций — опорный контур, воспринимающий огромные усилия от мембраны и передающий их на опоры или фундаменты. В зависимости от формы сооружения опорный контур может быть плоским или пространственным, прямолинейного или криволинейного очертания, замкнутый или разомкнутый, подпертый по длине или свободный в полете от опор.

Наиболее целесообразен по расходу материала замкнутый контур, в котором горизонтальные составляющие цепных усилий воспринимаются на уровне покрытия, а на колонны передаются только вертикальные реакции. Разомкнутый контур может быть оправдан только в том случае, когда он сопряжен с конструкцией (например, трибун), способной своей массой удерживать распор.

При решении контура в виде арочных конструкций распор следует воспринимать затяжками или непосредственно фундаментами. Опираие арок на колонны или



а — универсальный спортивный зал в Ленинграде; *б* — универсальный стадион на проспекте Мира (Москва); *1* — тонколистная мембрана; *2* — железобетонное опорное кольцо; *3* — стабилизирующие вантовые (а) и жесткие (б) фермы; *4* — колонны; *5* — фонарная надстройка; *6* — система прикрепления мембраны к опорному контуру; *7* — центральная плита из перекрестных балок; *8* — связи



a-2 — металлические; *д-3* — железобетонные

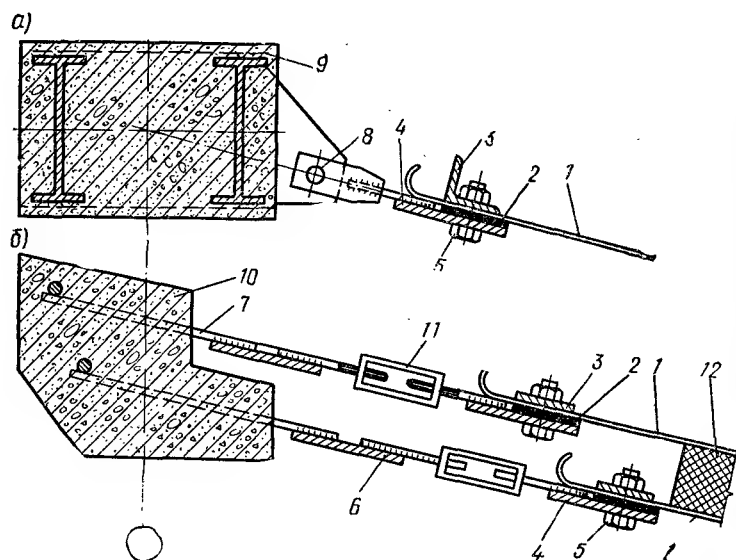


Рис. 248. Узлы крепления лент к опорному железобетонному контуру

а — выноской без натяжных устройств; б — то же, с натяжными устройствами; 1 — тонколистовая мембрана; 2 — фрикционный слой; 3 — верхний прижимной элемент; 4 — нижний прижимной элемент; 5 — высокопрочный болт; 6 — стыковая пластина; 7 — анкерные стержни; 8 — болтовой шарнир; 9 — бортовой элемент, армированный жесткой арматурой; 10 — то же, гибкой арматурой; 11 — натяжное устройство; 12 — утеплитель

пилоны не рекомендуется, ввиду значительного расхода материала на них. При подпертом опорном контуре изгибающие моменты возникают только в плоскости покрытия, поэтому сечения опорного контура имеют форму двутавра (рис. 247, а, б). При наличии изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных направлениях опорный контур выполняется в виде сплошного коробчатого сечения (рис. 247, в) или в виде пространственной фермы треугольного (рис. 247, г) или другого поперечного сечения.

Наиболее рациональными решениями внецентренно сжатого в одной и двух плоскостях опорного контура являются варианты из железобетона (рис. 247, д—з), а среди этих решений — сборно-монолитный (рис. 247, е), обеспечивающий снижение сроков возведения и высокую прочность контура. Тонкий лист мембраны крепят к опорному элементу с помощью высокопрочных болтов с рядовой (1) или шахматной (2) постановкой (рис. 247).

Листы накладывают на сплошной горизонтальный лист, принадлежащий опорному контуру и с помощью сплошного прижимного элемента в виде пластины, уголка или какого-либо другого профиля плотно прижимают по всей длине контура. Для повышения коэффициента трения поверхность прижимных элементов покрывают фрикционно-изоляционной пленкой из эпоксидных смол, которая в случае применения алюминиевой мембраны, служит также защитой от электрохимической коррозии, возникающей в зоне контакта разнородных металлов (рис. 248, а).

В металлических контурах опорные ленты принимают шириной 300—400 мм и приваривают к основному сечению контура сплошными швами с усилением дополнительных швами в местах установки поперечных ребер с шагом не более 300 мм. В железобетонных контурах опорную пластину приваривают к анкерным стержням, диаметр которых принимают не более 20 мм, а глубину их заделки в бетоне не менее 40 диаметров для гладких стержней. В двухслойных седловидных покрытиях ленты сопрягаются с опорным контуром через натяжные устройства (рис. 248, б).

Решение кровли в мембранных покрытиях ничем не отличается от обычных традиционных решений: пароизоляция, утеплитель, выравнивающая стяжка, гидроизоляционный ковер. В сплошных мембранных покрытиях-оболочках при плотном соединении тонких металлических листов между собой пароизоляции не требуется — ее функцию выполняет тонкий лист. Учитывая деформативность мембранных покрытий, цементная стяжка под ковер усиливается армированием ткаными стальными сетками, а ковер — стеклотканью. В напряженных седловидных покрытиях утеплитель располагают между слоями лент или подклеивают изнутри к несущей ленте. Верхняя натягающая лента служит одновременно и гидроизолирующим слоем.

Мембранные покрытия представляют собой сложные многократно статически неопределимые системы. Их напряженное состояние зависит от совместной работы мембраны и опорного контура, формы поверхности и характера приложения нагрузки, поэтому их расчет в проектировании производят численными или аналитическими методами, реализуемыми с помощью ЭВМ. В большин-

стве случаев решение производится в предположении упругой работы материала тонкого листа и с учетом геометрической нелинейности, т. е. изменения формы сооружения в результате деформации всех элементов конструкции.

Приближенный расчет мембранных покрытий без учета геометрической нелинейности системы может быть выполнен по аналогии с приближенным расчетом соответствующих покрытий вантовых систем. При этом расчет ведется на 1 м ширины мембраны в направлении расчетного пролета. В результате получают завышенные значения усилий, так как, в отличие от вантовой системы, мембрана хорошо работает на сдвиг и способствует снижению сжимающих усилий и изгибающих моментов в опорном контуре.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Материалы XXVI съезда КПСС. М., 1981.
2. Абаринов А. А. Составление детализированных чертежей металлических конструкций. — М., 1978.
3. Алюминиевые конструкции. Справочное пособие / Под ред. В. И. Трофимова. — М., 1978.
4. Белея Е. И. Предварительно напряженные несущие металлические конструкции. — М., 1975.
5. Белея Е. И., Астряб С. М., Ромазанов Э. Б. Предварительно напряженные металлические листовые конструкции. — М., 1979.
6. Дыховичный Ю. А. Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады-80 в Москве. — М., 1982.
7. Ищенко И. И. К новым рубежам в строительстве. Сер. Стр-во и архитектура. — Знание, № 11, 1981.
8. Кирсанов Н. М. Висячие и вантовые конструкции. — М., 1981.
9. Мандриков А. П., Лялин И. М. Проектирование металлических конструкций. Примеры расчета и конструирования. — М., 1973.
10. Мардер А. П. Металл в архитектуре. — М., 1980.
11. Мембранные (тонколистовые) висячие покрытия. Обзор. — М., 1981 (ВНИИИС).
12. Металлические конструкции. 5-е изд. под ред. Е. И. Белея. — М., 1976.
13. Металлические конструкции. Спец. курс. 2-е изд. под ред. Е. И. Белея. — М., 1982.
14. Металлические конструкции. Справочник проектировщика. 2-е изд. под ред. Н. П. Мельникова. — М., 1980.
15. Металлические конструкции большепролетных покрытий. Обзор. — М., 1979 (ЦИНИС).
16. Михайлов А. М. Металлические конструкции в примерах. — М., 1976.
17. Муханов К. К. Металлические конструкции. 3-е изд. — М., 1978.
18. СНиП II-24-74. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования. — М., 1975.
19. СНиП II-6-74. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. — М., 1975.
20. СНиП II-23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. — М., 1982.
21. Строительные конструкции зданий и сооружений. Под ред. А. Н. Могилата. — М., 1980.
22. Тахтамышев Л. Г. Примеры расчета стальных конструкций. 2-е изд. — М., 1978.
23. Трофимов В. И. Большепролетные пространственные покрытия из тонколистового алюминия. — М., 1975.
24. Трушев А. Г. Пространственные металлические конструкции. — М., 1983.
25. Файбишенко В. К. Металлические конструкции. — М., 1980 (МАрХИ).
26. Харт Ф., Хейн В., Зонтаг Х. Атлас стальных конструкций, пер. с нем. — М., 1977.

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

1. Прописные буквы латинского алфавита

A — площадь;	F_v — вертикальная сила, опорная реакция;
A — геометрическая характеристика сечения;	G — вес;
площадь сечения:	G — постоянная нагрузка;
A_b — болта;	H — модуль высоты этажа;
A_{bn} — болта нетто;	момент инерции сечения:
A_f — полки балки;	J — собственно сечения;
A_{ca} — несущей ванта;	J_b — балки;
A_{inf} — нижнего пояса;	J_{inf} — нижней ветви колонны;
A_n — нетто;	J_{sup} — верхней ветви колонны;
A_{st} — стабилизирующего троса;	J_w — стенки балки;
A_{sup} — верхнего пояса;	L — длина, пролет, модуль шага;
A_w — стенки балки;	M — модуль;
A_{cat} — требуемая площадь сечения;	M — изгибающий момент;
A_p — сечение стержня затяжки;	M_{cal} — расчетный изгибающий момент;
A_{pl} — площадь опорной плиты;	M_{loc} — местный изгибающий момент;
B — модуль шага;	изгибающий момент:
D — цилиндрическая жесткость;	M_s — от статической части ветровой нагрузки;
D_{inf} — диаметр опорного кольца купола;	M_w — от ветровой нагрузки;
D_{xy} — жесткость на кручение;	M_w — воспринимаемый стенкой балки;
E — модуль упругости;	N — продольная сила;
E_0 — приведенный модуль упругости сетчатого свода;	N_b — расчетная сила, воспринимаемая работой одного болта;
E_{dh} — модуль упругости стержня затяжки;	N_c — продольная сила в сжатом элементе;
F — сила, нагрузка;	N_t — продольная сила в растянутом элементе;
F_n — нормативная сила, нормативная нагрузка;	N_{cal} — расчетная продольная сила (усиле);
F_b — осевая сила в высокопрочном болте;	N_{cr} — критическая сила;
F_h — горизонтальная сила, распор;	продольная сила:
F_{bra} — тормозная сила;	N_{bm} — от момента в ветви колонны;
F_t — продольная растягивающая сила;	
F_c — продольная сжимающая сила;	
F_{tot} — суммарная сила;	

N_d — в раскосе;	временному сопротивлению;
N_r — в кольце;	R_{wf} — угловых швов срезу (условному) по металлу шва;
N_{inf} — в нижнем поясе;	R_{wu} — стыковых сварных соединений сжатия, растяжению, изгибу по временному сопротивлению;
N_{sup} — в верхнем поясе;	R_{ws} — стыковых сварных соединений сдвигу;
N_s — усилие в плашках;	R_{wy} — стыковых сварных соединений сжатия, растяжению и изгибу по пределу текучести;
Q — поперечная сила, сила сдвига;	R_{wz} — угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления;
Q_{bh} — расчетное усилие, воспринимаемое поверхностью трения под одним высокопрочным болтом;	R_y — стали и алюминиевых сплавов растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;
Q_{cal} — расчетная поперечная сила;	R_{bun} — нормативное сопротивление стали болтов;
Q_{fic} — условная поперечная сила для соединительных планок;	R_{un} — временное сопротивление стали разрыву;
Q_s — поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости;	R_{wun} — нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению;
Q_w — поперечная сила от действия ветровой нагрузки;	R_{yn} — предел текучести стали и алюминиевых сплавов;
R — радиус кривизны; расчетное сопротивление;	S — статический момент сдвигаемой части сечения грунто относительно нейтральной оси;
R_{ba} — растяжению фундаментных болтов;	S — нагрузка снеговая;
R_{bh} — растяжению высокопрочных болтов;	S — длина дуги свода;
R_{bp} — смятию болтовых соединений;	S — усилие, срезающее накладку или планки;
R_{bs} — срезу болтов;	S_{inf} — длина опорного кольца купола;
R_{bt} — болтов растяжению;	V — нагрузка временная;
R_{cd} — диаметральному сжатию катков;	
R_{dh} — растяжению высокопрочной проволоки;	
R_{lp} — местному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании;	
R_p — стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки);	
R_s — стали сдвигу;	
R_u — стали растяжению, сжатию, изгибу по	

V_f — объем сварного шва;
 W — нагрузка ветровая;
 W_x, W_y — моменты сопротивления сечения брутто относительно осей соответственно $x-x$ и $y-y$;
 W_{xn}, W_{yn} — моменты сопротивления сечения нетто относительно осей соответственно $x-x$ и $y-y$;

2. Строчные буквы латинского алфавита

a — расстояние, размер;
 a_n — условная величина ударной вязкости;
 a_{inf} — расстояние между ребрами по нижнему опорному кольцу купола;
 a_{sup} — расстояние между ребрами по верхнему центральному кольцу купола;
 b — ширина;
 b_{ef} — расчетная ширина;
 b_f — ширина полки;
 b_h — ширина выступающей части ребра, свеса;
 $c; c_x; c_y$ — коэффициенты для расчета на прочность с учетом развигия пластических деформаций при изгибе относительно осей соответственно $x-x$, $y-y$;
 d — диаметр;
 e — эксцентриситет силы;
 f — стрела прогиба;
 g — нагрузка постоянная распределенная;
 h — высота;
 h_{ef} — расчетная высота стенки;
 h_{inf} — высота нижней подкрановой ветви колонны;

h_{sup} — высота верхней надкрановой ветви колонны;
 h_{opt} — оптимальная высота сечения;
 h_w — высота стенки;
 i — радиус инерции сечения;
 i — уклон поверхности;
 k — коэффициент однородности металла;
 k — коэффициент собственной массы;
 k_f — катет углового шва;
 k_c — линейная жесткость стойки;
 k_{co} — коэффициент, учитывающий упругое обжатие свода;
 k_w — коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора ветра в зависимости от высоты сооружения;
 k_r — линейная жесткость ригеля;
 k_e — коэффициент для расчета сетчатых сводов;
 l — пролета;
 l_c — стойки, колонны, распорки;
 l_{cd} — катка;
 l_d — раскоса;
 l_m — панели пояса фермы, арки и т. п.;
 l_s — планки;
 l_w — сварного шва;
 l_{ef} — расчетная условная;
 l_o — первоначальная; расстояние в свету между двумя опорами;
 m — относительный эксцентриситет;
 m — собственная масса;
 m_{ef} — приведенный относительный эксцентриситет;

n_b — количество болтов в соединении;
 n_s — число расчетных срезов одного болта;
 p — давление;
 q — поперечная сила на единицу длины или ширины;

линейная нагрузка:

q_{co} — на несущий трос в висающих и вантовых конструкциях;
 q_{cal} — расчетная;
 q_g, q_s, q_w — соответственно от собственной массы, снега и ветра;
 q_{st} — на стабилизирующий трос в висающих и вантовых конструкциях;
 q_α — действующая под углом;
 r — радиус;
 s — снеговая распределенная нагрузка;
 t — температура;
 t — толщина;
 t_f — полки (пояса);
 t_{pl} — опорной плиты;
 t_s — ребра;
 t_w — стенки;
 v — временная распределенная нагрузка;
 w — ветровая распределенная нагрузка;

3. Строчные буквы греческого алфавита

α — угол;
 α — коэффициент увеличения касательных напряжений при наличии ослабления стенки балки;
 β — угол;
 β_f, β_z — коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу шва и

по металлу границы сплавления;
 γ — объемный вес;
 γ_b — коэффициент условий работы соединения;
 γ_c — коэффициент условий работы;
 $\gamma_g; \gamma_v; \gamma_s; \gamma_w$ — коэффициенты соответственно для постоянной, временной, снеговой и ветровой нагрузок; коэффициент надежности;
 γ_n — по назначению;
 γ_m — по материалу;
 γ_u — в расчетах по временному сопротивлению;
 $\gamma_{wf}; \gamma_{wz}$ — коэффициенты условий работы сварного шва;
 δ_s — относительное удлинение;
 ε — относительная линейная деформация;
 η — коэффициент влияния формы сечения;
 η — коэффициент, учитывающий понижение разрывного усилия каната по отношению к суммарному разрывному усилию проволок;
 θ — угол поворота, угол наклона;
 λ — гибкость ($\lambda = l_e/i$);
 $\bar{\lambda}$ — условная гибкость ($\lambda = \bar{\lambda} \sqrt{R_y/E}$);
 λ_{ef} — приведенная гибкость стержня сквозного сечения;
 $\bar{\lambda}_{ef}$ — условная приведенная гибкость стержня сквозного сечения: $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y/E}$;
 $\bar{\lambda}_w$ — условная гибкость стенки; ($\lambda_w = h \times \sqrt{R_y/E(t)}$);

$\lambda_x; \lambda_y$ — расчетные гибкости элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно $x-x$ и $y-y$;

коэффициент:

μ — приведенной длины сжатого стержня;

μ — трения;

ν — поперечной деформации стали (Пуассона);

ξ — динамичности;

$\Phi_x; \Phi_y$ — продольного изгиба;

Φ_b — снижения расчетных сопротивлений при изгибно-крутильной форме по-

тери устойчивости балки;

Φ_e — снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии;

ξ — безразмерный параметр;

ρ — кривизна;

ρ — плотность;

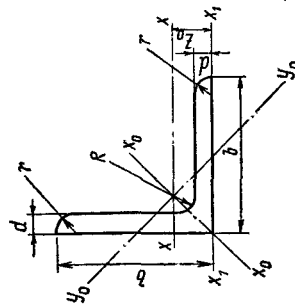
σ — нормальное напряжение;

σ_{adm} — допускаемое напряжение;

$\sigma_x; \sigma_y$ — нормальные напряжения, параллельные осям соответственно $x-x$ и $y-y$;

τ — касательное напряжение.

Приложение 1. Сталь прокатная угловая равнополочная (по ГОСТ 8509—72 *)



Обозначения: b — ширина полки; d — толщина полки; R — радиус внутреннего закругления; r — радиус закругления полки; J — момент инерции; i — радиус инерции; z_0 — расстояние от центра тяжести до наружной грани полки.

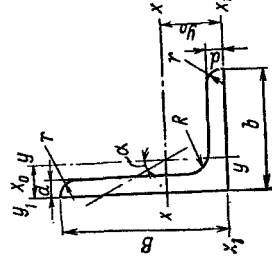
Номер профиля	b	R		Площадь сече- ния, см ²	Справочные величины для осей										Линейная плот- ность, кг/м		
		d	r		x-x			x ₀ -x ₀			y ₀ -y ₀			z ₀ , см			
					J _x , см ⁴	W _x , см ³	J _x , см ⁴	W _x , см ³	J _{x₀max} , см ⁴	J _{y₀min} , см ⁴	W _{y₀} , см ³	J _{y₀max} , см ⁴	J _{x₁-x₁} , см ⁴				
5	50	4	5,5	1,8	3,89	9,21	2,54	1,54	14,63	4,04	1,94	3,80	1,05	0,99	16,61	1,38	3,05
	5	5	5,5	1,8	4,80	11,20	3,13	1,53	17,77	4,96	1,92	4,63	1,29	0,98	20,87	1,42	3,77

Номер профиля	b	d	R	r	Площадь сечения, см ²	Справочные величины для осей										Линейная плотность, кг/м		
						x-x ₀			x ₀ -x ₀			y ₀ -y ₀			J _{x₁} , см ⁴		J _{y₀} , см ⁴	J _{x₁} , см ⁴
						J _{x₁} , см ⁴	W _{x₁} , см ³	J _{x₀} , см ⁴	J _{x₀} , см ⁴	W _{x₀} , см ³	J _{x₀} , см ⁴	J _{y₀} , см ⁴	W _{y₀} , см ³	J _{y₀} , см ⁴				
5,6	56	4	6,0	2,0	4,38	13,10	3,21	1,73	20,79	5,10	2,18	5,41	1,33	1,11	23,28	1,52	3,44	
		5	6,0	2,0	5,41	15,97	3,96	1,72	25,36	6,29	2,16	6,59	1,63	1,10	29,25	1,57	4,25	
6,3	63	4	7,0	2,3	4,96	18,86	4,09	1,95	29,90	6,49	2,45	7,81	1,70	1,25	33,06	1,69	3,90	
		5	7,0	2,3	6,13	23,10	5,05	1,94	36,60	8,02	2,44	9,52	2,09	1,25	41,50	1,74	4,81	
	6	7,0	2,3	7,28	27,06	5,98	1,93	42,94	9,49	2,43	11,18	2,47	1,24	50,04	1,78	5,72		
7	70	5	8,0	2,7	6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	9,94	2,72	13,22	2,59	1,39	56,75	1,90	5,38	
		6	8,0	2,7	8,15	37,58	7,43	2,15	59,61	11,80	2,71	15,52	3,07	1,38	68,39	1,94	6,39	
		7	8,0	2,7	9,42	42,98	8,57	2,14	68,19	13,60	2,69	17,77	3,54	1,37	80,10	1,99	7,39	

7,5	75	5	9,0	3,0	7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	11,43	2,91	16,41	2,99	1,49	69,62	2,02	5,80
		6	9,0	3,0	8,78	46,57	8,57	2,30	73,87	13,59	2,90	19,28	3,55	1,48	83,92	2,06	6,89
		8	9,0	3,0	11,50	59,84	11,18	2,28	94,89	17,72	2,87	24,80	4,63	1,47	112,7	2,15	9,02
8	80	6	9,0	3,0	9,38	56,97	9,80	2,47	90,40	15,55	3,11	23,54	4,05	1,58	101,8	2,19	7,36
		8	9,0	3,0	12,30	73,36	12,80	2,44	116,39	20,31	3,08	30,32	5,29	1,57	136,7	2,27	9,65
9	90	6	10,0	3,3	10,61	82,10	12,49	2,78	130,22	19,82	3,50	33,97	5,17	1,79	144,7	2,43	8,33
		7	10,0	3,3	12,28	94,30	14,45	2,77	149,67	22,93	3,49	38,94	5,97	1,78	169,4	2,47	9,64
		8	10,0	3,3	13,93	106,11	16,36	2,76	168,42	25,97	3,48	43,80	6,75	1,77	194,2	2,51	10,93
10	100	7	12,0	4,0	13,75	130,59	17,90	3,08	207,01	28,38	3,88	54,16	7,43	1,98	231,3	2,71	10,79
		8	12,0	4,0	15,60	147,19	20,30	3,07	233,46	32,20	3,87	60,92	8,40	1,98	265,2	2,75	12,25
		10	12,0	4,0	19,24	178,95	24,97	3,05	283,83	39,61	3,81	74,08	10,34	1,96	333,4	2,83	15,10
11	110	12	12,0	4,0	22,80	208,90	29,47	3,03	330,95	46,70	3,81	86,84	12,25	1,95	402,3	2,91	17,90
		7	12,0	4,0	15,15	175,61	21,83	3,40	278,54	34,63	4,29	72,68	9,03	2,19	307,9	2,96	11,89
11	110	8	12,0	4,0	17,20	198,17	24,77	3,39	314,51	39,31	4,28	81,83	10,23	2,18	352,9	3,00	13,50

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
12,5	125	8	14,0	4,6	19,69	294,36	32,20	3,87	466,76	51,06	4,87	121,96	13,34	2,49	516,4	3,36	15,46
		10	14,0	4,6	24,33	359,82	39,74	3,85	571,04	63,07	4,84	148,59	16,41	2,47	648,6	3,45	19,10
		14	14,0	4,6	33,37	481,76	54,17	3,80	763,90	85,89	4,78	199,62	22,45	2,45	915,8	3,61	26,20
14	140	9	14,0	4,6	24,72	465,72	45,55	4,34	739,42	72,32	5,47	192,03	18,78	2,79	818,2	3,78	19,41
		10	14,0	4,6	27,33	512,29	50,32	4,33	813,62	79,92	5,46	210,96	20,72	2,78	910,9	3,82	21,45
		12	14,0	4,6	32,49	602,49	59,66	4,31	956,98	94,77	5,43	248,01	24,56	2,76	1097	3,90	25,50
16	160	10	16,0	5,3	31,43	774,24	66,19	4,96	1229,10	105,08	6,25	319,38	27,30	3,19	1356	4,30	24,67
		11	16,0	5,3	34,42	844,21	72,44	4,95	1340,66	115,04	6,24	347,77	29,84	3,18	1494	4,35	27,02
		14	16,0	5,3	43,57	1046,47	90,77	4,92	1662,13	144,16	6,20	430,81	37,37	3,16	1911	4,47	33,97
18	180	11	16,0	5,3	38,8	1216,44	92,47	5,60	1933,10	146,95	7,06	499,78	37,99	3,59	2128	4,85	30,47
		12	16,0	5,3	42,19	1316,62	100,41	5,59	2092,78	159,60	7,04	540,45	41,22	3,58	2325	4,89	33,12
20	200	12	18,0	6,0	47,101	822,78	124,61	6,22	2896,16	197,99	7,84	749,40	51,23	3,99	3182	5,37	36,97
		13	18,0	6,0	50,85	1960,77	134,44	6,21	3116,18	213,66	7,83	805,35	55,22	3,98	3452	5,42	39,92
		14	18,0	6,0	54,6	2097,0	144,17	6,20	3333,0	229,16	7,81	861,0	59,18	3,97	3722	5,46	42,8
22	220	14	21,0	7,0	60,38	2814,36	175,18	6,83	4170,15	278,25	8,60	1158,56	72,12	4,38	4941	5,91	47,40
		16	21,0	7,0	68,58	3175,44	198,71	6,80	5045,37	315,73	8,58	1305,52	81,70	4,36	5661	6,02	53,83
25		16	24,0	8,0	78,40	4717,10	258,43	7,76	7492,10	410,46	9,78	1942,09	106,40	4,98	8286	6,75	61,55
		18	24,0	8,0	87,72	5247,24	288,82	7,73	8336,69	458,57	9,75	2157,78	118,77	4,96	9342	6,83	68,86
		20	24,0	8,0	96,96	5764,87	318,76	7,71	9159,73	506,48	9,72	2370,01	131,05	4,94	10401	6,91	76,11
		22	24,0	8,0	106,12	6270,32	348,26	7,69	9961,60	553,28	9,69	2579,01	143,24	4,93	11463	7,00	83,31
		25	24,0	8,0	119,71	7006,39	391,72	7,65	11125,52	622,01	9,64	2887,26	161,42	4,91	13064	7,11	93,97
		28	24,0	8,0	133,12	7716,86	434,25	7,61	12243,84	688,99	9,59	3189,89	179,50	4,90	14674	7,23	104,50
		30	24,0	8,0	141,96	8176,82	462,11	7,59	12964,66	723,69	9,56	3388,98	191,53	4,89	15763	7,31	111,44

Приложение 2. Сталь прокатная угловая неравнополочная (по ГОСТ 8510—72)

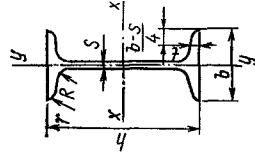


Обозначения: B — ширина большей полки; b — ширина меньшей полки; d — толщина полки; R — радиус внутреннего закругления; r — радиус закругления полки; J — радиус инерции; x_0, y_0 — расстояние от центра тяжести до наружных граней полков.

Номер профи- ля	мм					Площадь сече- ния, см ²	Справочные величины для осей										Угол наклона осей, град		Линейная плот- ность, кг/м	
	B	b	d	R	r		x-x		y-y		x ₀ -x ₀		y ₀ -y ₀		u-u					
							J, см ⁴	x, см	J, см ⁴	y, см	J, см ⁴	x ₀ , см	J, см ⁴	y ₀ , см	J, см ⁴	u, мин				
6,3/4,0	63	40	4	7,0	2,3	4,04 4,98 5,90	16,30	2,01	5,16	1,13	33,00	2,03	8,51	0,91	3,07	0,87	0,397	3,17		
							19,90	2,00	6,26	1,12	41,40	2,08	10,80	0,95	3,72	0,86	0,396	3,91		
							23,30	1,99	7,28	1,11	49,90	2,12	13,10	0,99	4,36	0,86	0,393	4,63		
7/4,5	70	45	5	7,5	2,5	5,59	27,80	2,23	9,05	1,27	56,70	2,28	15,20	1,05	5,34	0,98	0,406	4,39		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
7,5/5	75	50	5			6,11	34,80	2,39	12,50	1,43	69,70	2,39	20,80	1,17	7,24	1,09	0,436	4,79
			6	8,0	2,7	7,25	40,90	2,38	14,60	1,42	83,90	2,44	25,20	1,21	8,48	1,08	0,435	5,69
			8			9,47	52,40	2,35	18,50	1,40	1,12	2,52	34,20	1,29	10,90	1,07	0,430	7,43
8/5	80	50	5			6,36	41,60	2,56	12,70	1,41	84,60	2,60	20,80	1,13	7,58	1,09	0,387	4,99
			6	8,0	2,7	7,55	49,00	2,55	14,80	1,40	102,00	2,65	25,20	1,17	8,88	1,08	0,386	5,92
9/5,6	90	56	5,5	9	3,0	7,86	65,3	2,88	19,7	1,58	132	2,92	32,2	1,26	11,8	1,22	0,384	6,17
			6,0			8,54	70,6	2,88	21,2	1,58	145	2,95	35,2	1,28	12,7	1,22	0,384	6,70
10/6,3	100	63	6,0			9,59	98,3	3,20	30,6	1,79	198	3,23	49,9	1,42	18,2	1,38	0,393	7,53
			7,0	10	3,3	11,10	113,0	3,19	35,0	1,78	232	3,28	58,7	1,46	20,8	1,37	0,392	8,70
			8,0			12,60	127,0	3,18	39,2	1,77	266	3,32	67,6	1,50	23,4	1,36	0,391	9,87
11/7	110	70	6,5	10	3,3	11,40	142,0	3,53	45,6	2,00	286	3,55	74,3	1,58	26,9	1,53	0,402	8,98
			8,0			13,90	172,0	3,51	54,6	1,98	353	3,61	92,3	1,64	32,3	1,52	0,400	10,90

12,5/8	125	80	7,0			14,10	227,0	4,01	73,7	2,29	482	4,01	119,0	1,80	43,4	1,76	0,407	11,00
			8,0			16,00	256,0	4,00	83,0	2,28	518	4,05	137,0	1,84	48,8	1,75	0,406	12,50
			10,0	11	3,7	19,70	312,0	3,98	100,0	2,26	649	4,14	173,0	1,92	59,3	1,74	0,401	15,50
14/9	140	90	8,0	12	4,0	18,00	364,0	4,49	120,0	2,58	727	4,49	194,0	2,03	70,3	1,98	0,411	14,10
			10,0			22,20	444,0	4,47	146,0	2,56	911	4,58	245,0	2,12	85,5	1,96	0,409	17,50
16/10	160	100	9,0			22,90	606,0	5,15	186,0	2,85	1221	5,19	300,0	2,23	110,0	2,20	0,391	18,00
			10,0	13	4,3	25,30	667,0	5,13	204,0	2,84	1359	5,23	335,0	2,28	121,0	2,19	0,390	19,80
			12,0			30,00	784,0	5,11	239,0	2,82	1634	5,32	405,0	2,36	142,0	2,18	0,388	23,60
18/11	180	110	10,0	14	4,7	28,30	952,0	5,80	276,0	3,12	1933	5,88	444,0	2,44	165,0	2,42	0,375	22,20
			12,0			33,70	1123,0	5,77	324,0	3,10	2324	5,97	537,0	2,52	194,0	2,40	0,374	26,40
20/12,5	200	125	11			34,9	1449	6,45	446	3,58	2920	6,50	718	2,79	264	2,75	0,392	27,4
			12	14	4,7	37,9	1568	6,43	482	3,57	3189	6,54	786	2,83	285	2,74	0,392	29,7
			14			43,9	1801	6,41	551	3,54	3726	6,62	922	2,91	327	2,73	0,390	34,4
25/16	250	160	12			48,3	3147	8,07	1032	4,62	6212	7,97	1634	3,53	604	3,54	0,410	37,9
			16	18	6,0	63,6	4091	8,02	1333	4,58	8308	8,14	2200	3,69	781	3,50	0,408	49,9
			18			71,1	4545	7,99	1475	4,56	9358	8,23	2487	3,77	866	3,49	0,407	55,8
			20			78,5	4987	7,97	1613	4,53	10410	8,31	2776	3,85	949	3,48	0,405	61,7

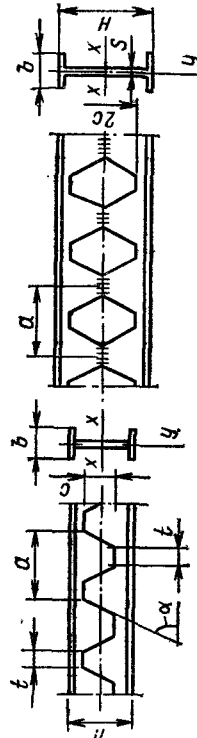


Обозначения: h — высота балки; b — ширина полки; s — толщина стенки; t — средняя толщина полки; R — радиус внутреннего закругления; r — радиус закругления полки; J — момент инерции; W — момент сопротивления; S — статический момент полусечения; i — радиус инерции

Номер балки	мм						Площадь сечения, см ²	Линейная плотность, кг/м	Справочные величины для осей						
	h	b	s	t	R	x-x									
						J _x , см ⁴			W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	y-y			
												J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55

16	160	81	5,0	7,8	8,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70
18	180	90	5,1	8,1	9,0	23,4	48,40	1290	143,0	7,42	81,4	82,6	18,40	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	34,8	27,30	3460	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37
27	270	125	6,0	9,8	11,0	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	210,0	260,0	41,50	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12,0	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,90	2,69
33	330	140	7,0	11,2	13,0	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14,0	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89
40	400	155	8,3	13,0	15,0	72,6	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03
45	450	160	9,0	14,2	16,0	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09
50	500	170	10,0	15,2	17,0	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23
55	550	180	11,0	16,5	18,0	118,0	92,60	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,00	3,39
60	600	190	12,0	17,8	20,0	138,0	108,00	76806	2560,0	23,60	1491,0	1725,0	182,00	3,54

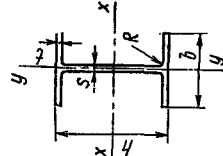
306 Приложение 4. Характеристики перфорированных балок, полученных из двутавровых профилей (по ГОСТ 8239—72*)



Обозначения: h — высота балки; b — ширина полки; s — толщина стенки; c — высота волны; t — длина горизонтальной части реза; a — длина волны; H — высота перфорированной балки.

Номер Профиля	Размеры							Линейная плотность, кг/м	Момент инерции		Момент сопротивления		
	h	b	s	c	t	a	H		J _x	J _y	W _x	W _y	см ³
14	140	73	4,9	70	35	151	210	13,7	1330	41,9	126	11,5	
16	160	81	5,0	80	40	173	240	15,9	1990	58,6	166	14,5	
18	180	90	5,1	90	45	193	270	18,4	2980	82,6	221	18,4	
20	200	100	5,2	100	50	216	300	21,0	4250	115	284	23,1	
22	220	110	5,4	110	55	238	330	24,0	5880	157	357	28,6	
24	240	115	5,6	120	60	259	360	27,3	7980	198	443	34,5	
27	270	125	6,0	135	67,5	291	405	31,5	11500	260	569	41,5	
30	300	135	6,5	150	75	324	450	36,5	16300	337	723	49,9	
33	330	140	7,0	165	82,5	356	495	42,2	22600	419	912	59,9	
36	360	145	7,5	180	90	389	540	48,6	30700	516	1138	71,1	
40	400	155	8,3	200	100	432	600	56,1	43300	666	1445	85,9	
45	450	160	9,0	225	112,5	486	675	65,2	62800	807	1860	101	
50	500	170	10,0	250	125	540	750	76,8	89700	1040	2390	122	
55	550	180	11,0	275	137,5	594	825	82,8	125400	1350	3040	150	
60	600	190	12,0	300	150	646	900	104	171600	1720	3810	181	

20 Приложение 5. Сталь горячекатаная. Двутавры с параллельными границами полок (по ТУ 14-2-24-72)

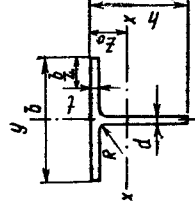


Обозначения: h — высота; b — ширина полки; d — толщина стенки; t — толщина полки; R — радиус внутреннего закругления

Номиналь- ный раз- мер про- филя, мм	№ профиля	Размеры, мм					Линейная плотность, кг/м	Справочные величины для осей						
		h	b	d	t	R		x—x			y—y			
								J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
200×150	20Ш1	191,8	150,0	5,8	8,5	13	2510	261	8,22	145	479	63,9	3,59	
	20Ш2	194,0	150,0	5,8	9,6		2810	290	8,34	161	541	72,1	3,66	
230×155	23Ш1	221,0	155,0	6,3	9,5	14	3890	352	9,42	196	591	76,2	3,67	
	23Ш2	224,0	155,2	6,5	11,0		4480	400	9,57	223	687	88,5	3,74	
260×180	26Ш1	250,8	180,0	6,8	10,2	16	6280	501	10,7	278	993	110	4,27	
	26Ш2	253,6	180,3	7,1	11,6		7130	562	10,9	312	1130	126	4,34	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
300×200	30Ш1	291,0	200,0	7,5	11,2		67,7	53,2	10 460	719	12,4	399	1 500	150	4,70
	30Ш2	294,6	200,2	7,7	13,0	18	75,5	59,3	12 040	818	12,6	454	1 740	174	4,80
	30Ш3	297,8	201,1	8,6	14,6		84,6	66,4	13 650	916	12,7	511	1 980	197	4,84
350×250	35Ш1	338,6	250,0	8,5	12,8		94,0	73,8	19 960	1180	14,6	651	3 340	267	5,96
	35Ш2	341,0	250,9	9,4	14,0	20	103	80,9	21 990	1290	14,6	716	3 690	294	5,98
	35Ш3	345,0	250,9	9,4	16,0		113	88,8	24 940	1450	14,8	802	4 220	336	6,10
400×300	40Ш1	388,6	300,0	9,5	14,2		124	97,0	34 850	1790	16,8	988	6 400	426	7,19
	40Ш2	391,8	300,0	9,5	15,8	22	133	105	38 500	1970	17,0	1080	7 120	474	7,31
	40Ш3	391,8	302,0	11,5	15,8		141	111	39 500	2020	16,7	1120	7 260	481	7,18
	40Ш4	397,6	302,0	11,5	18,7		159	124	46 330	2330	17,1	1290	8 590	569	7,36
500×300	50Ш1	484,2	300,0	10,4	15,0		143	112	60 510	2500	20,6	1390	6 760	451	6,88
	50Ш2	489,8	300,0	10,4	17,8	26	160	125	70 470	2880	21,0	1590	8 020	535	7,08
	50Ш3	489,8	303,8	14,2	17,8		178	140	74 190	3030	20,4	1710	8 340	549	6,84
	50Ш4	496,2	303,8	14,2	21,0		196	155	86 010	3470	20,8	1950	9 830	647	7,05

600×320	60Ш1	579,4	320,0	11,6	17,0		179	140	106 520	3680	24,4	2050	9 300	581	7,21
	60Ш2	584,6	320,0	11,6	19,6	28	195	153	120 610	4130	24,8	2290	10 720	670	7,41
	60Ш3	588,4	321,4	13,0	21,5		216	169	133 440	4540	24,9	2530	11 920	742	7,43
	60Ш4	588,4	325,9	17,5	21,5		242	190	141 080	4800	24,1	2730	12 440	764	7,17
700×320	70Ш1	683,0	320,0	12,8	19,2		213	167	171 660	5030	28,4	2830	10 510	657	7,02
	70Ш2	689,4	320,3	13,1	22,4	30	236	185	196 590	5700	28,9	3200	12 290	768	7,22
	70Ш3	694,0	321,7	14,5	24,7		260	204	218 110	6290	29,0	3550	13 740	854	7,27
	70Ш4	699,0	323,2	16,0	27,2		287	225	241 890	6920	29,0	3910	15 340	949	7,32
800×340	80Ш1	779,2	340,0	14,5	21,0		258	203	265 170	6810	32,0	3850	13 790	811	7,30
	80Ш2	786,2	340,0	14,5	24,5	32	282	222	301 630	7670	32,7	4320	16 090	946	7,55
	80Ш3	791,2	341,5	16,0	27,0		311	244	334 250	8450	32,8	4770	17 970	1050	7,60
900×360	90Ш1	882,0	360,0	16,0	23,0		310	244	402 160	9120	36,0	5180	17 940	997	7,60
	90Ш2	890,0	360,0	16,0	27,0	36	339	266	458 680	10310	36,8	5820	21 050	1170	7,88
	90Ш3	895,0	361,5	17,5	29,5		371	291	503 480	11250	36,9	6370	23 300	1290	7,93
1000×400	100Ш1	978,0	400,0	17,0	25,0		369	290	590 550	12080	40,0	6850	26 740	1340	8,51
	100Ш2	986,0	400,0	17,0	29,0	36	401	315	667 700	13540	40,8	7630	31 000	1550	8,79

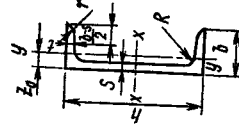


Обозначения: h — высота; b — ширина полки; d — толщина стенки; t — толщина полки; R — радиус внутреннего закругления

Номиналь- ный раз- мер про- филя, мм	№ профи- ля	Размеры, мм				Площадь попе- речного сечения, см ²	Линейная плот- ность, кг/м	Справочные величины для осей						Z ₀ , см	
		h	b	a	t			R	x—x			y—y			
									J _x , см ⁴	W _x ^{max} , см ³	i _x , см	J _y , см ⁴	W _y ^{max} , см ³		i _y , см
100×150	10ШТ1	95,9	150,0	5,8	8,5	13	18,5	117	14,9	66,2	2,51	239	31,9	3,59	1,76
	10ШТ2	97,0	150,0	5,8	9,6		20,2	122	15,3	70,6	2,46	270	36,1	3,66	1,73
115×155	11,5ШТ1	110,5	155,0	6,3	9,5	14	21,9	191	21,4	90,8	2,95	295	38,1	3,67	2,11
	11,5ШТ2	112,0	155,2	6,5	11,0		24,5	207	22,7	99,3	2,91	343	44,2	3,74	2,08
130×180	13ШТ1	125,4	180,0	6,8	10,2	16	27,3	305	29,9	130	3,34	497	55,2	4,27	2,34
	13ШТ2	126,8	180,3	7,1	11,6		30,2	330	31,9	141	3,31	567	62,9	4,34	2,33
150×200	15ШТ1	145,5	200,0	7,5	11,2		33,9	524	44,4	190	3,93	748	74,8	4,70	2,76
	15ШТ2	147,3	200,2	7,7	13,0	18	37,8	562	46,7	200	3,86	871	87,0	4,80	2,71
	15ШТ3	148,9	201,1	8,6	14,6		42,3	640	52,9	228	3,89	991	98,6	4,84	2,80
175×250	17,5ШТ1	169,3	250,0	8,5	12,8		47,0	952	68,7	310	4,50	1670	134	5,96	3,07
	17,5ШТ2	170,5	250,9	9,4	14,0	20	51,6	1060	76,6	335	4,54	1850	147	5,98	3,17
	17,5ШТ3	172,5	250,9	9,4	16,0		56,6	1110	78,5	361	4,43	2110	168	6,10	3,08
200×300	20ШТ1	194,3	300,0	9,5	14,2		61,8	1630	102	473	5,13	3200	213	7,19	3,44
	20ШТ2	195,9	300,0	9,5	15,8	22	66,6	1680	104	503	5,03	3560	237	7,31	3,35
	20ШТ3	195,9	302,0	11,5	15,8		70,5	1960	123	529	5,27	3630	240	7,18	3,71
	20ШТ4	198,8	302,0	11,5	18,7		79,3	2080	127	582	5,12	4300	285	7,36	3,57
250×300	25ШТ1	242,1	300,0	10,4	15,0		71,5	3320	171	691	6,81	3380	225	6,88	4,80
	25ШТ2	244,9	300,0	10,4	17,8	26	79,9	3500	176	767	6,52	4010	267	7,08	4,56
	25ШТ3	244,9	303,8	14,2	17,8		89,2	4460	233	831	7,07	4170	274	6,84	5,36
	25ШТ4	248,1	303,8	14,2	21,0		98,9	4720	240	919	6,91	4920	324	7,05	5,14

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
300×320	30ШТ1	289,7	320,0	11,6	17,0		89,4	70,2	6220	271	1030	8,34	4650	291	7,21	6,03
	30ШТ2	292,3	320,0	11,6	19,6		97,7	76,7	6510	277	1130	8,16	5360	335	7,41	5,77
	30ШТ3	294,2	321,4	13,0	21,5	28	108	84,7	7330	312	1230	8,24	5960	371	7,43	5,96
	30ШТ4	294,2	325,9	17,5	21,5		121	95,1	9190	408	1330	8,71	6220	382	7,17	6,92
	30ШТ5	298,2	325,9	17,5	25,5		134	105	9780	422	1480	8,54	7380	453	7,41	6,63
350×320	35ШТ1	341,5	320,0	12,8	19,2		107	83,6	10890	411	1430	10,1	5260	328	7,02	7,63
	35ШТ2	344,7	320,3	13,1	22,4		118	92,5	11660	430	1590	9,95	6150	364	7,22	7,35
	35ШТ3	347,0	321,7	14,5	24,7	30	130	102	13020	479	1730	10,0	6870	427	7,27	7,53
	35ШТ4	349,5	323,2	16,0	27,2		143	113	14520	533	1890	10,1	7670	475	7,32	7,70
	35ШТ5	352,0	324,7	17,5	29,7		157	123	16050	587	2040	10,1	8500	523	7,36	7,87
	35ШТ6	352,0	327,7	20,5	29,7		167	131	18070	677	2130	10,4	8740	534	7,23	8,49
400×340	40ШТ1	389,6	340,0	14,5	21,0		129	101	17860	599	1950	11,8	6900	406	7,30	9,17
	40ШТ2	391,1	340,0	14,5	24,5	32	141	111	18810	615	2160	11,5	8040	473	7,55	8,73
	40ШТ3	395,6	341,5	16,0	27,0		156	122	20940	683	2350	11,6	8980	526	7,60	8,91
450×360	45ШТ1	441,0	360,0	16,0	23,0		155	122	28100	842	2620	13,5	8970	498	7,60	10,7
	45ШТ2	445,0	360,0	16,0	27,0	36	170	133	29670	865	2910	13,2	10530	585	7,88	10,2
	45ШТ3	447,5	361,5	17,5	29,5		185	146	32700	951	3150	13,3	11650	644	7,93	10,4
500×400	50ШТ1	489,0	400,0	17,0	25,0	36	184	145	40980	1100	3480	14,9	13370	668	8,51	11,8
	50ШТ2	493,0	400,0	17,0	29,0		200	157	43090	1130	3840	14,7	15500	775	8,79	11,2

Приложение 7. Сталь горячекатаная. Швеллеры с уклоном внутренних граней полок (по ГОСТ 8240-72)

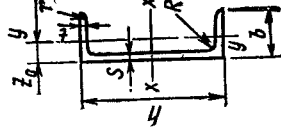


Обозначения: h — высота; b — ширина полки; s — толщина стенки; t — толщина полки; R — радиус внутреннего закругления; r — радиус закругления полки; J — момент инерции; W — момент сопротивления; i — радиус инерции; S — статический момент полусечения; Z_0 — расстояние от оси $y-y$ до наружной грани стенки.

Номер швел- лера	h	b	s	t	R	r	Площадь сечения, см ²	Линейная пл.- тость, кг/м	Справочные величины для осей								Z ₀ , см
									x—x				y—y				
									J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	Z ₀ , см	
8	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	13,30	12,80	4,75	1,190	1,31	
10	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,90	8,59	174,0	34,8	3,99	20,40	20,40	6,46	1,370	1,44	
12	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,30	10,40	304,0	50,6	4,78	29,60	31,20	8,52	1,530	1,54	
14	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,60	12,30	491,0	70,2	5,60	40,80	45,40	11,0	1,700	1,67	
16	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,10	14,20	747,0	93,4	6,42	54,10	63,30	13,80	1,870	1,80	
18	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,24	69,80	86,00	17,00	2,040	1,94	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
18a	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,20	17,40	1190,0	132,0	7,32	76,10	105,00	20,00	2,180	2,13
20	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,40	18,40	1520,0	152,0	8,07	87,80	113,00	20,50	2,200	2,07
22	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,70	21,00	2110,0	192,0	8,89	110,00	151,00	25,10	2,370	2,21
24	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,60	24,00	2900,0	242,0	9,73	139,00	208,00	31,60	2,600	2,42
27	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,20	27,70	4160,0	308,0	10,90	178,00	262,00	37,30	2,730	2,47
30	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,50	31,80	5810,0	387,0	12,00	224,00	327,00	43,60	2,840	2,52
33	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,50	36,50	7980,0	484,0	13,10	281,00	410,00	51,80	2,970	2,59
36	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,40	41,90	10820,0	601,0	14,20	350,00	513,00	61,70	3,100	2,68
40	400	115	8,0	13,5	15,0	6,0	61,50	48,30	15220,0	761,0	15,70	444,00	642,00	73,40	3,230	2,75

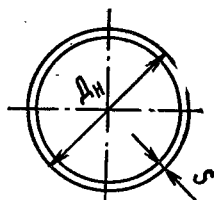
Приложение 8. Сталь горячекатаная. Швеллеры с параллельными гранями полок (по ГОСТ 8240-72)



Обозначения: h — высота; b — ширина полки; s — толщина стенки; t — толщина полки; R — радиус внутреннего закругления; r — радиус закругления полки; J — момент инерции; W — момент сопротивления; i — радиус инерции; S — статический момент полусечения; Z_0 — расстояние от оси $y-y$ до наружной грани стенки.

Номер швеллера	h	b	s	t	R	r	Площадь сечения S_x , см ²	Линейная плотность, кг/м	Справочные величины для осей								Z_0 , см
									x—x				y—y				
									J_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	J_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см		
8	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,50	3,16	13,30	13,90	5,31	1,240	1,38	
10	100	46	4,5	7,6	7,0	4,0	10,90	8,59	175,0	34,90	3,99	20,50	22,60	7,37	1,440	1,53	
12	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,30	10,40	305,0	50,80	4,79	29,70	34,90	9,84	1,620	1,66	
14	140	58	4,9	8,1	8,0	4,5	15,60	12,30	493,0	70,40	5,61	40,90	51,50	12,90	1,810	1,82	
16	160	64	5,0	8,4	8,5	5,0	18,10	14,20	750,0	93,80	6,44	54,30	72,80	16,40	2,000	1,97	
18	180	70	5,1	8,7	9,0	5,0	20,70	16,30	1090,0	121,00	7,26	70,00	100,00	20,60	2,20	2,14	
20	200	76	5,2	9,0	9,5	5,5	23,40	18,40	1530,0	153,00	8,08	88,00	134,00	25,20	2,390	2,30	
22	220	82	5,4	9,5	10,0	6,0	26,70	21,00	2120,0	193,00	8,90	111,00	178,00	31,00	2,580	2,47	
24	240	90	5,6	10,0	10,5	6,0	30,60	24,00	2910,0	243,00	9,75	139,00	248,00	39,50	2,850	2,72	
27	270	95	6,0	10,5	11,0	6,5	35,20	27,70	4180,0	310,00	10,90	178,00	314,00	46,70	2,990	2,78	
30	300	100	6,5	11,0	12,0	7,0	40,50	31,80	5830,0	389,00	12,00	224,00	393,00	54,80	3,120	2,83	
33	330	105	7,0	11,7	13,0	7,5	46,50	36,50	8010,0	486,00	13,10	281,00	491,00	64,60	3,250	2,90	
36	360	110	7,5	12,6	14,0	8,5	53,40	41,90	10850,0	603,00	14,30	350,00	611,00	76,30	3,380	2,99	
40	400	115	8,0	13,5	15,0	9,0	61,50	48,30	15260,0	763,00	15,80	445,00	760,00	89,90	3,510	3,05	

Приложение 9. Трубы стальные электросварные
(по ГОСТ 10704—76)



Наружный диаметр $D_{\text{н}}$, мм	Толщина стенки s , мм	Площадь сечения A , см ²	Радиус внутреннего r , см	Линейная плотность, кг/м
45	3	3,96	1,49	3,11
48	3	4,24	2,59	3,33
50	3 3,5	4,43 5,11	1,66 1,65	3,48 4,01
53	3 3,5	4,71 5,44	1,77 1,75	3,70 4,27
57	3 3,5	5,09 5,89	1,91 1,90	4,0 4,62
60	3 3,5 4	5,38 6,22 7,03	2,02 2,01 1,98	4,22 4,88 5,52
63,5	3 3,5 4	5,71 6,60 7,48	2,14 2,12 2,11	4,48 5,18 5,87
70	3 3,5 4	6,32 7,31 8,29	2,37 2,36 2,34	4,96 5,74 6,51
73	3 3,5 4	6,60 7,64 8,68	2,48 2,46 2,44	5,18 6,00 6,81

Продолжение прил. 9

Наружный диаметр $D_{\text{н}}$, мм	Толщина стенки s , мм	Площадь сечения A , см ²	Радиус внутреннего r , см	Линейная плотность, кг/м
76	3,5 4 4,5 5 5,5	7,97 9,04 10,01 11,10 12,20	2,57 2,55 2,53 2,51 2,49	6,26 7,10 7,93 8,76 9,56
83	3,5 4 4,5 5 5,5	8,74 9,92 11,10 12,30 13,40	2,82 2,80 2,78 2,76 2,74	6,86 7,79 8,71 9,62 10,51
89	3,5 4 4,5 5 5,5	9,40 10,70 11,90 13,20 14,40	3,03 3,01 2,99 2,97 2,95	7,38 8,39 9,38 10,36 11,33
95	3,5 4 4,5 5 5,5	10,1 11,4 12,8 14,1 15,5	3,24 3,22 3,20 3,19 3,17	7,90 8,98 10,04 11,10 12,14
102	3,5 4 4,5 5 5,5	10,8 12,3 13,8 15,2 16,7	3,49 3,47 3,46 3,44 3,42	8,50 9,67 10,82 11,96 13,09
108	4 4,5 5 5,5	13,1 14,6 16,2 17,7	3,68 3,66 3,65 3,63	10,26 11,49 12,70 13,90
114	4 4,5 5 5,5	13,8 15,5 17,1 18,8	3,89 3,88 3,86 3,84	10,85 12,15 13,44 14,72
121	4 4,5 5 5,5	14,7 16,5 18,2 19,9	4,14 4,13 4,11 4,10	11,54 12,93 14,30 15,67
127	4 4,5 5 5,5	15,5 17,3 19,2 21,0	4,35 4,34 4,32 4,30	12,13 13,60 15,04 16,48

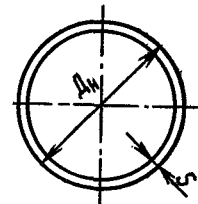
Продолжение прил. 9

Наружный диаметр D_H , мм	Толщина стенки s , мм	Площадь сечения A , см ²	Радиус инерции i , см	Линейная плотность, кг/м
133	4	16,2	4,57	12,72
	4,5	18,6	4,55	14,62
	5	20,1	4,53	15,78
	5,5	22,0	4,51	17,29
140	4	17,1	4,82	13,42
	4,5	19,2	4,80	15,04
	5	21,2	4,78	16,65
	5,5	23,2	4,76	18,24
152	4	18,6	5,24	14,60
	4,5	20,8	5,22	16,37
	5	23,1	5,20	18,13
	5,5	25,3	5,19	19,87
159	5	24,2	5,45	18,99
	5,5	26,5	5,44	20,82
	6	28,8	5,42	22,64
168	5	25,8	5,77	20,10
	5,5	28,1	5,75	22,04
	6	30,5	5,74	23,97
180	5	27,5	6,20	21,58
	5,5	30,1	6,18	23,67
	6	32,8	6,16	25,75
194	5	29,7	6,69	23,30
	5,5	32,6	6,67	25,57
	6	35,4	6,65	27,82
203	5	31,1	7,01	24,42
	5,5	34,1	6,99	26,79
	6	37,1	6,97	29,15
219	5	33,6	7,57	26,39
	6	40,2	7,54	31,52
	7	46,6	7,51	36,60
245	5	37,7	8,50	29,59
	6	45,0	8,45	35,37
	7	52,3	8,42	41,09

Продолжение прил. 9

Наружный диаметр D_H , мм	Толщина стенки s , мм	Площадь сечения A , см ²	Радиус инерции i , см	Линейная плотность, кг/м
273	5	42,1	9,48	33,05
	6	50,3	9,45	39,51
	7	58,5	9,42	45,92
299	6	55,2	10,40	43,36
	7	64,2	10,30	50,41
	8	73,1	10,30	57,41

Приложение 10. Трубы стальные горячедеформированные (по ГОСТ 8732—78)



Наружный диаметр D_H , мм	Толщина стенки s , мм	Площадь сечения A , см ²	Радиус инерции i , см	Линейная плотность, кг/м
114	6	20,36	3,82	15,98
	7	23,53	3,79	18,47
	8	26,64	3,76	20,91
	9	29,69	3,73	23,31
	10	32,67	3,69	25,65
133	6	23,94	4,50	18,79
	7	27,71	4,46	21,75
	8	31,42	4,43	24,66
	9	35,06	4,40	27,52
	10	38,64	4,36	30,33
140	6	25,26	4,74	19,83
	7	29,25	4,71	22,96
	8	33,18	4,68	26,04
	9	37,04	4,64	29,08
	10	40,84	4,61	32,06

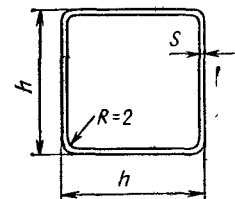
Продолжение прил. 10

Наружный диаметр D_H , мм	Толщина стенки s , мм	Площадь сечения A , см ²	Радиус инерции i , см	Линейная плотность, кг/м
152	6	27,52	5,17	21,60
	7	31,89	5,13	25,03
	8	36,19	5,10	28,41
	9	40,43	5,07	31,74
	10	44,61	5,03	35,02
159	9	42,41	5,31	33,29
	10	46,80	5,28	36,75
	11	51,15	5,25	40,15
	12	55,42	5,21	43,50
168	9	44,96	5,63	35,29
	10	49,64	5,60	38,97
	11	54,26	5,56	42,59
	12	58,81	5,53	46,17
194	8	46,75	6,58	36,70
	9	52,31	6,55	41,06
	10	57,81	6,52	45,38
	11	63,24	6,48	49,64
	12	68,61	6,45	53,86
203	8	49,01	6,90	38,47
	9	54,85	6,87	43,06
	10	60,63	6,83	47,61
	11	66,35	6,80	52,09
	12	72,01	6,77	56,52
	14	83,13	6,70	65,25
	16	94,00	6,64	73,79
	18	104,62	6,57	82,12
	20	114,98	6,51	90,26
299	8	73,12	10,30	57,41
	10	90,83	10,24	71,27
	12	108,21	10,17	84,93
	14	125,33	10,10	98,40

Продолжение прил. 10

Наружный диаметр D_H , мм	Толщина стенки s , мм	Площадь сечения A , см ²	Радиус инерции i , см	Линейная плотность, кг/м
351	12	127,83	12,00	100,32
	14	148,20	11,94	116,35
	16	168,32	11,86	132,19
	18	188,36	11,80	147,82
402	16	193,98	13,68	152,30
	18	217,10	13,61	170,45
	20	239,95	13,53	188,40
	25	296,16	13,38	232,42
450	18	244,29	15,31	191,76
	20	270,30	15,25	212,08
	25	333,64	15,07	262,01
	28	371,30	14,97	291,38
500	25	373,06	16,83	292,84
	28	415,19	16,74	325,91
	30	442,96	16,67	347,71
530	30	469,53	17,71	369,90
	32	500,85	17,67	392,97

Приложение 11. Профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратные (по ТУ 14-2-361-79)



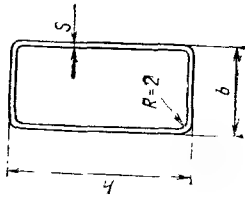
Наружный размер сторон h , мм	Толщина стенки s , мм	Площадь сечения A , см ²	Радиус инерции i , см	Линейная плотность, кг/м
63	3	6,81	2,41	5,35
	4	8,75	2,35	6,87
	5	10,50	2,29	8,26

Продолжение прил. 11

Наружный размер сторон h , мм	Толщина стенки s , мм	Площадь сечения A , см ²	Радиус инерции i , см	Линейная плотность γ , кг/м
70	3	7,65	2,70	6,01
	4	9,87	2,64	7,75
	5	11,90	2,58	9,36
80	3	8,85	3,10	6,95
	4	11,50	3,05	9,01
	5	13,90	2,99	10,90
90	3	10,10	3,51	7,89
	4	13,10	3,46	10,30
	5	15,90	3,40	12,50
100	3	11,30	3,92	8,83
	4	14,70	3,87	11,50
	5	17,90	3,81	14,10
	6	21,00	3,75	16,50
110	3	12,50	4,33	9,78
	4	16,30	4,28	12,80
	5	19,90	4,22	15,60
	6	23,40	4,16	18,40

Продолжение прил. 11

Наружный размер сторон h , мм	Толщина стенки s , мм	Площадь сечения A , см ²	Радиус инерции i , см	Линейная плотность γ , кг/м
125	4	18,70	4,89	14,70
	5	22,90	4,83	18,00
	6	27,00	4,78	21,20
	7	30,90	4,72	24,30
140	4	21,10	5,50	16,50
	5	25,90	5,45	20,40
	6	30,60	5,39	24,00
	7	35,10	5,33	27,60
160	8	39,60	5,27	31,00
180	4	24,30	6,32	19,10
	5	29,90	6,26	23,50
	6	35,40	6,21	27,80
	7	40,70	6,15	32,00
	8	45,90	6,09	36,00
200	4	27,50	7,14	21,60
	5	33,90	7,08	26,60
	6	40,20	7,03	31,60
	7	46,30	6,97	36,40
	8	52,30	6,91	41,10
21*	4	30,70	7,95	24,10
	5	37,90	7,90	29,80
	6	45,00	7,84	35,30
	7	51,90	7,79	40,80
	8	58,70	7,73	46,10

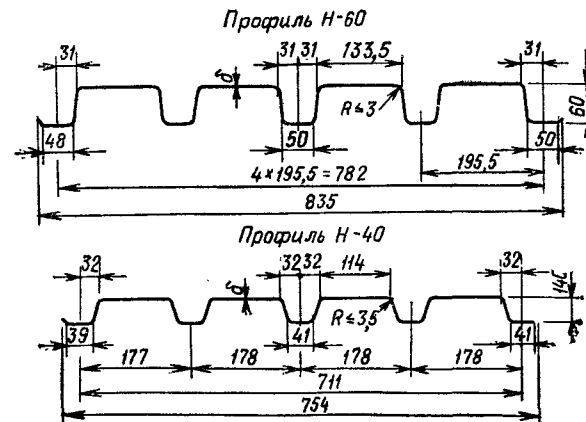


Справочные величины для осей											Линейная плотность, кг/м		
h	b	s	Ширина исходной заготовки	Площадь попереч- ного сече- ния A, см²	x—x			y—y					
					J _x , см⁴	W _x , см³	i _x , см	S _x , см⁶	J _y , см⁴	W _y , см³		i _y , см	S _y , см⁶
мм													
100	60	3	312	9,01	121	24,1	3,66	14,8	54,6	18,2	2,46	10,4	7,35
		4	310	11,8	153	30,5	3,60	19,0	68,7	22,9	2,42	13,3	9,73
		5	307	14,4	181	36,2	3,55	22,8	80,8	26,9	2,37	15,9	12,1
		6	305	16,8	205	41,1	3,49	26,3	91,2	30,4	2,32	18,3	14,4
120	80	3	391	11,4	230	38,4	4,49	23,1	123,0	30,9	3,28	17,5	9,21
		4	388	15,0	294	49,1	4,44	29,9	157,0	39,3	3,24	22,6	12,2
		5	386	18,4	353	58,9	4,38	36,2	188,0	46,9	3,19	27,4	15,2
		6	384	21,6	406	67,7	4,33	42,1	215,0	53,8	3,15	31,8	18,1

140	60	4	388	15,0	356	50,8	4,88	32,3	93,8	31,3	2,5	17,8	12,2
		5	386	18,4	426	60,8	4,82	39,2	111,0	37,1	2,46	21,4	15,2
		6	384	21,6	489	69,9	4,76	45,5	126,0	42,1	2,42	24,8	18,1
140	100	4	467	18,2	504	71,9	5,27	43,2	300,0	60,0	4,06	34,3	14,7
		5	464	22,4	608	86,9	5,21	52,7	361,0	72,3	4,02	41,8	18,3
		6	462	26,4	705	101,0	5,16	61,6	418,0	83,5	3,97	48,8	21,8
		7	459	30,4	794	113,0	5,11	70,0	469,0	93,8	3,93	55,4	25,2
160	80	4	467	18,2	598	74,7	5,74	46,4	204,0	50,9	3,34	28,7	14,7
		5	465	22,4	722	90,2	5,68	56,6	244,0	61,0	3,30	34,9	18,3
		6	462	26,4	836	105,0	5,62	66,2	281,0	70,2	3,26	40,7	21,8
		7	460	30,4	941	118,0	5,57	75,2	314,0	78,5	3,21	46,1	25,3
160	120	4	545	21,4	793	99,1	6,09	58,9	510,0	85,0	4,88	48,4	17,1
		5	543	26,4	962	120,0	6,04	72,1	618,0	103,0	4,84	59,2	21,3
		6	540	31,2	1121	140,0	5,99	84,6	718,0	120,0	4,79	69,5	25,4
		7	538	36,0	1269	159,0	5,94	96,6	812,0	135,0	4,74	79,2	29,6
180	60	5	464	22,4	818	90,9	6,05	59,5	142,0	47,2	2,51	26,9	18,2
		6	462	26,4	946	105,0	5,98	69,5	161,0	53,8	2,47	31,3	21,8
		7	460	30,4	1063	118,0	5,92	79,0	179,0	59,7	2,42	35,3	25,3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
180	100	5	543	26,4	1124	125,0	6,53	77,0	452,0	90,4	4,13	51,3	21,3
		6	541	31,2	1310	146,0	6,47	90,4	524,0	105,0	4,09	60,1	25,5
		7	538	36,0	1483	165,0	6,42	103,0	590,0	118,0	4,05	68,5	29,6
		8	536	40,6	1643	183,0	6,36	115,0	651,0	130,0	4,00	76,4	33,7
180	140	5	621	30,4	1431	159,0	6,86	94,5	973,0	139,0	5,66	79,7	24,4
		6	619	36,0	1673	186,0	6,81	111,0	1136,0	162,0	5,61	93,7	29,2
		7	617	41,6	1902	211,0	6,77	127,0	1289,0	184,0	5,56	107,0	33,9
		8	614	47,0	2117	235,0	6,71	143,0	1433,0	205,0	5,52	120,0	38,6
200	160	5	700	34,4	2030	203,0	7,69	120,0	1443,0	180,0	6,48	103,0	27,5
		6	698	40,8	2381	238,0	7,64	142,0	1690,0	211,0	6,43	122,0	32,9
		7	695	47,2	2715	272,0	7,59	162,0	1925,0	241,0	6,39	139,0	38,2
		8	693	53,4	3031	303,0	7,54	184,0	2147,0	268,0	6,34	157,0	43,5

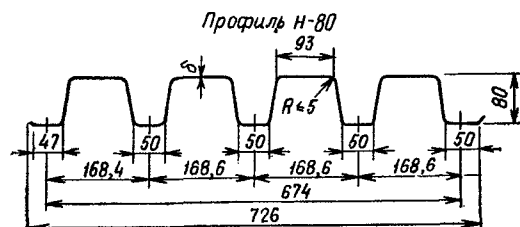
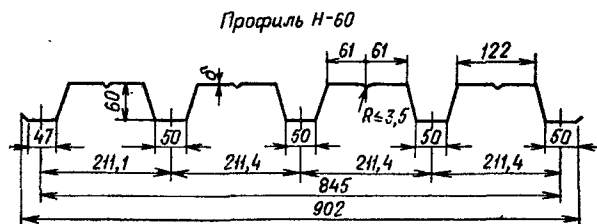
Приложение 13. Профили стальные оцинкованные гнутые с трапециевидной формой гофра для строительства (по ТУ 34-13-5914-79 и ТУ 36-1929-76)



Обозначение профиля	Толщина δ , мм	Момент сопротивления 1 м ширины профиля W , см ³	Момент инерции 1 м ширины профиля J , см ⁴	Масса 1 м ² профиля, кг
H79-680-1	1	26,9	127,5	15,3
H60-782-1	1	19,3	69,6	13,3
H60-845-1	1	17,8	64,3	12,3
H60-782-0,9	0,9	16,6	60,4	12
H60-845-0,9	0,9	15,3	55,7	11,1
H60-782-0,8	0,8	13,9	51,4	10,9
H60-845-0,8	0,8	12,8	47,5	10
H40-711-0,8	0,8	8,7	21,1	9,6

Профили по ТУ 34-13-5914-79 изготавливает куйбышевский завод «Электроштит»; по ТУ 36-1929-76 — Киреевский завод ограждающих конструкций и Орский завод металлоконструкций.
Сталь марки ВСтЗкп по ГОСТ 380—71*. Длина профилей 2—12 м.

Приложение 14. Профили стальные оцинкованные гнутые с трапецевидной формой гофра для строительства (по ТУ 67-199-78)



Обозначение профиля	Толщина δ , мм	Момент сопротивления 1 м ширины профиля W , см ³	Момент инерции 1 м ширины профиля J , см ⁴	Масса 1 м ² профиля, кг
H80-660-1	1	41,2	188,5	15,9
H80-674-1	1	34,1	159	15,5
H60-780-1	1	22,4	90,5	13,4
H60-780-0,9	0,9	20,4	82,6	12,1
H60-780-0,8	0,8	18,3	74,8	10,9
H60-845-1	1	22,3	82,7	12,4
H60-845-0,9	0,9	19,2	74,7	11,2
H60-845-0,8	0,8	16,3	66,3	10

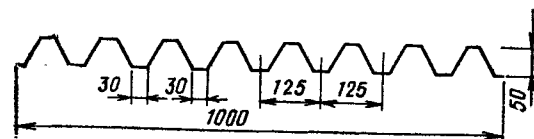
Профили изготавливают Челябинский завод профилированного стального настила и Хабаровский завод металлоконструкций. Длина профилей 3—12 м. Сталь марки ВСтЗкп по ГОСТ 380—71*.

Приложение 15. Сортамент профилированных листов из алюминиевых сплавов



Нормаль завода	Типоразмер профиля	Толщина δ , мм	Масса 1 м профиля, кг	Нормаль завода	Типоразмер профиля	Толщина δ , мм	Масса 1 м ² профиля, кг
ПК-0788-1	125/35	0,8	2,4	ПК-0788-1	125/35	1,5	4,5
		1	3			1,8	5,4
		1,2	3,6			2	5,95

Профили изготавливает Куйбышевский металлургический завод имени В. И. Ленина.
Марки сплавов АМгМ, АМцП, АМгЗМ, АМг6М, АД16М, АД1М.
Длина профилей 3—7 м.



Нормаль завода	Типоразмер профиля	Толщина δ , мм	Момент инерции J , см ⁴	Масса 1 м профиля, кг
ЛАГ-2	125/50	0,8	40	3,24
		1	50	4,06

Профили изготавливает Воронежский завод строительных конструкций им. Ф. Б. Якубовского.
Марка сплавов АМцП, АМг2П. Длина профилей до 6 м.

Приложение 16. Канаты стальные для висячих покрытий

Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм ²	Расчетная масса 1000 м каната, кг	Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм ²	Расчетная масса 1000 м каната, кг
Канат одинарной свивки типа ТК конструкции 1×37 (1+6+12+18) по ГОСТ 3064—80					
12/1,7*	84,26	719	20/2,8*	228,74	1955
12,5/1,8	94,44	806	21/3	262,51	2240
14/2	116,89	993,6	22,5/3,2	298,52	2550
15,5/2,2	141,37	1200	24/3,4	337,03	2875
17/2,4	168,17	1425	27/3,8	420,84	3590
18,5/2,6	197,29	1685			

Канат двойной свивки типа ЛК-РО конструкции 6×36 (1+7+7/7+14)+7×7 (1+6) по ГОСТ 7669—80					
28	373,25	3495	45,5	991,84	9045
30	422,76	3890	49	1163,04	10 600
32,5	487,48	4445	52	1304,05	11 850
35,5	580,11	5290	57	1520,73	13 900
36,5	646,37	5895	61,5	1782,25	16 250
39	716,29	6530	64	1880,27	17 148
41	796,83	7265	68	2058,71	18 775
42	843,90	7965	72	2316,38	21 125

Продолжение прил. 16

Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех профилей, мм ²	Расчетная масса 1000 м каната, кг	Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех профилей, мм ²	Расчетная масса 1000 м каната, кг
Канат двойной свивки типа ЛК-Р конструкции 6×19 (1+6+6/6)+7×7 (1+6) по ГОСТ 14954—80					
8	29,68	272,5	23	247,17	2265
8,8	35,7	327,5	25	279,27	2560
9,7	42,3	388	27	337,27	3090
11	53,58	491,5	29,5	404,55	3705
12	61,92	568	31	449,85	4125
12,5	70,91	650,5	33	497,7	4565
14	86,36	792	36	589,81	5410
15	100,48	921,5	38,5	674,88	6190
16,5	121,24	1115	41	768,45	7050
18	143,99	1320	46,5	988,71	9065
19	165,68	1520	49,5	1117,11	10 250
20,5	192,11	1765	55	1379,27	12 650
22	217,06	1990			

* За чертой — диаметр проволоки в мм.

Продолжение прил. 16

Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм ²	Расчетная масса 1000 м каната, кг	Диаметр каната, мм	Расчетная площадь сечения всех проволок, мм ²	Расчетная масса 1000 м каната, кг
Канат закрытый несущий по ГОСТ 7676—73					
50	1713,8	14 695,1	60	2408,69	20 636,0
52	1846,16	1 5828,3	65	2763,97	23 673,1
54	1988,1	17 043,7	70	3231,84	27 671,2
55	2016,33	17 280,6			

Примечания: 1. Канаты типа ТК с точечным касанием проволок.
2. Канаты типа ЛК с линейным касанием проволок.
3. Буквы О, Р означают соответственно, что проволоки в слоях каната одинакового или разного диаметра.
4. Цифровое обозначение, например 1×37 (1+6+12+18), раскрывает количество проволок в канате и формулу размещения проволок.

Приложение 17. Сортамент стержневой горячекатаной арматурной стали периодического профиля по ГОСТ 5781—75 для висячих покрытий

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 100 м, кг	Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 100 м, кг
16	2,011	157,8	28	6,158	483,4
18	2,545	199,8	32	8,042	631,3
20	3,142	246,6	36	10,18	799
22	3,801	298,4	40	12,56	987
25	4,909	385,3			

Приложение 18. Покрытие с применением профилированного настила. Конструкция и нагрузки

Наименование	Нормативная нагрузка, Па (кгс/м ²)	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, Па (кгс/см ²)
1. Защитный слой гравия на мастике — 20 мм	392 (40)	1,3	509 (52)
2. Четырехслойный водоизоляционный ковер	157 (16)	1,2	188 (19)

Продолжение прил. 18

Наименование	Нормативная нагрузка, Па (кгс/м²)	Коэф-фициент перегрузки	Расчетная нагрузка, Па (кгс/см²)
3. Утеплитель *:			
3.1. Минераловатные плиты повышенной жесткости по ГОСТ 22950—78 $\gamma=2,45$ кН/м³ (250 кгс/м³), толщиной 100 мм или плиты перлитофосфогелевые теплоизоляционные по ГОСТ 21500—76 $\gamma=2,94$ кН/м³ (300 кгс/м³), толщиной 100 мм	294 (30)	1,2	353 (36)
3.2. Плиты теплоизоляционные из пенопласта на основе резольных фенолформальдегидных смол по ГОСТ 20916—75, $\gamma=0,98$ кН/м³ (100 кгс/м³), толщиной 50 мм	49 (5)	1,2	59 (6)
4. Парогазоизоляция из одного слоя рубероида	39 (4)	1,2	49 (5)
5.. Профилированный настил	98—147 (10—15)	1,05	108—157 (11—16)
Итого (утеплитель по п. 3.1)	980—1029 (100—105)	1,23	1206—1255 (123—128)
(утеплитель по п. 3.2)	735—784 (75—80)	1,23	942—961 (93—98)

* Принято по работе ЦНИИпромзданий «Совершенствование сортамента типовых стальных конструкций одноэтажных производственных зданий с учетом повторяемости различных стропильных параметров и допустимого увеличения веса конструкций», а также по рекомендации ЦНИИпромзданий.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
Глава 1. Основы проектирования	4
1.1. Общие сведения о металлических конструкциях	4
1.2. Классификация и область применения металлических конструкций. Достоинства и недостатки	9
1.3. Технология промышленного получения стали и алюминия	13
1.4. Характеристика металлов, применяемых в строительстве	16
1.5. Механические свойства стали и алюминиевых сплавов	19
1.6. Сортамент стальных и алюминиевых профилей	25
1.7. Метод расчета металлических конструкций по предельным состояниям	31
1.8. Расчет элементов на центральное растяжение и сжатие	33
1.9. Расчет изгибаемых элементов	35
1.10. Расчет элементов, подверженных действию осевой силы с изгибом	37
Глава 2. Соединения металлических конструкций	38
2.1. Общие сведения	38
2.2. Сварные соединения. Виды сварки и их краткая характеристика	39
2.3. Типы сварных соединений и их расчет	43
2.4. Болтовые и заклепочные соединения, их расчет и конструирование	49
Глава 3. Балки	57
3.1. Типы балок и их статические схемы	57
3.2. Расчет сечения прокатных и составных сварных балок	62
3.3. Понятие об устойчивости стальных балок. Конструкция ребер жесткости	67
3.4. Стыки прокатных и составных балок. Узлы крепления балок	70
Глава 4. Колонны	76
4.1. Центально-сжатые колонны	76
4.2. Внецентренно сжатые колонны	83
4.3. Базы одноветвевых и двухветвевых колонн	85
4.4. Конструкция оголовков, стыки и детали колонн	89
Глава 5. Фермы	92
5.1. Общие сведения о стропильных покрытиях	92
5.2. Стропильные фермы, очертания и типы решеток	92
5.3. Компонировка стропильного перекрытия	98
5.4. Элементы кровельного покрытия	99

	Стр.
5.5. Работа и расчет стропильных ферм	105
5.6. Основы конструирования. Расчет узлов ферм	110
5.7. Конструирование легких и средних ферм	113
5.8. Конструирование тяжелых большепролетных ферм	123
5.9. Конструктивные решения предварительно напряженных ферм	128
Глава 6. Каркасы одноэтажных промышленных зданий	136
6.1. Общая характеристика каркасов и основные требования, предъявляемые к их проектированию	136
6.2. Элементы каркасов производственных зданий	139
6.3. Общие сведения о расчете поперечных рам	145
Глава 7. Каркасы многоэтажных зданий	147
7.1. Конструктивные схемы. Типы сечения колонн и балок	147
7.2. Работа каркаса многоэтажного здания	153
7.3. Компоновка систем зданий. Узлы соединения балок с колоннами	159
7.4. Конструктивные схемы зданий с подвешенными этажами	164
7.5. Расчет и конструирование зданий с подвешенными этажами	167
Глава 8. Рамные конструкции больших пролетов	169
8.1. Статические и конструктивные схемы рам	169
8.2. Расчет рамных конструкций	176
8.3. Конструирование рам	179
Глава 9. Арочные конструкции	184
9.1. Статические и конструктивные схемы арок	184
9.2. Расчет арочных конструкций	189
9.3. Конструирование арок	192
Глава 10. Решетчатые складки и сетчатые своды	197
10.1. Статические и конструктивные схемы решетчатых складок	197
10.2. Расчет и конструирование решетчатых складок	200
10.3. Статические и конструктивные схемы сетчатых сводов	202
10.4. Расчет и конструирование сетчатых сводов	205
Глава 11. Конструкции покрытий двоякой кривизны	209
11.1. Купольные конструкции. Основные типы и их характеристика	209
11.2. Расчет ребристых и ребристо-кольцевых куполов	214
11.3. Расчет сетчатых куполов	215
11.4. Типы сетчатых оболочек и их конструктивные решения	218
11.5. Расчет пологих сетчатых оболочек	220

	Стр.
11.6. Расчет сетчатых оболочек в форме гиперболического параболоида (гипара)	222
11.7. Конструирование куполов и сетчатых оболочек	224
Глава 12. Перекрестно-стержневые конструкции	228
12.1. Общие сведения. Принципы построения	228
12.2. Опирающие перекрестно-стержневые конструкции	236
12.3. Расчет перекрестно-стержневых конструкций	241
12.4. Конструктивные решения элементов и узлов	246
Глава 13. Висячие покрытия	253
13.1. Общая характеристика висячих покрытий	253
13.2. Однополюсные висячие покрытия	257
13.3. Двухполюсные предварительно напряженные покрытия	267
13.4. Тросовые фермы	272
13.5. Седловидные покрытия	274
13.6. Комбинированные системы	279
13.7. Мембранные оболочки	282
Список литературы	291
Условные обозначения	292
<i>Приложение 1. Сталь прокатная угловая равнополочная (по ГОСТ 8509—72)</i>	<i>297</i>
<i>Приложение 2. Сталь прокатная угловая неравнополочная (по ГОСТ 8510—72)</i>	<i>301</i>
<i>Приложение 3. Сталь горячекатаная. Балки двутавровые (по ГОСТ 8239—72)</i>	<i>304</i>
<i>Приложение 4. Характеристики перфорированных балок, полученных из двутавровых профилей (по ГОСТ 8239—72)</i>	<i>306</i>
<i>Приложение 5. Сталь горячекатаная. Двутавры с параллельными гранями полок (по ТУ 14-2-24-72)</i>	<i>307</i>
<i>Приложение 6. Сталь горячекатаная. Тавры с параллельными гранями полок (по ТУ 14-2-24-72)</i>	<i>310</i>
<i>Приложение 7. Сталь горячекатаная. Швеллеры с уклоном внутренних граней полок (по ГОСТ 8240—72)</i>	<i>313</i>
<i>Приложение 8. Сталь горячекатаная. Швеллеры с параллельными гранями полок (по ГОСТ 8240—72)</i>	<i>314</i>
<i>Приложение 9. Трубы стальные электросварные (по ГОСТ 10704—76)</i>	<i>316</i>
<i>Приложение 10. Трубы стальные горячедеформированные (по ГОСТ 8732—78)</i>	<i>319</i>
<i>Приложение 11. Профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратные (по ТУ 14-2-361-79)</i>	<i>321</i>
<i>Приложение 12. Профили стальные гнутые замкнутые сварные прямоугольные (по ТУ 14-2-361-79)</i>	<i>324</i>
<i>Приложение 13. Профили стальные оцинкованные гнутые с трапециевидной формой гофра для строительства (по ТУ 34-13-5914-79 и ТУ 36-1929-76)</i>	<i>327</i>
<i>Приложение 14. Профили стальные оцинкованные гнутые с трапециевидной формой гофра для строительства (по ТУ 67-199-78)</i>	<i>328</i>

Стр.

Приложение 15. Сортамент профилированных листов из алюминевых сплавов	329
Приложение 16. Канаты стальные для висячих покрытий	330
Приложение 17. Сортамент стержневой горячекатаной арматурной стали периодического профиля (по ГОСТ 5781—75) для висячих покрытий	331
Приложение 18. Покрытие с применением профилированного настила. Конструкция и нагрузки	331

Вячеслав Константинович Файбишенко

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Редакция литературы по строительным материалам и конструкциям
Зав. редакцией П. И. Филимонов
Редактор Э. П. Злобина
Оформление обложки художника Е. А. Крылова
Технический редактор В. Д. Павлова
Корректор Н. И. Родионова

ИБ № 3403

Сдано в набор 13.12.83. Подписано в печать 04.04.84. Формат 84×108¹/₃₂. Бумага тип. № 2. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 17,64. Усл. кр.-отт. 17,64. Уч.-изд. л. 17,35. Тираж 53.000 экз. Изд. № А—1—214. Зак. № 671. Цена 90 к.

Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская, 23а

Владимирская типография Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7